Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

TERMINAL PARTENZE – STRUTTURE DI FONDAZIONE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE
Raggruppamento Temporaneo
di Professionisti

TECHNITAL

Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola
Geologia: dott. Emanuele. Fresia
Progettazione idraulica: ing. A. Cacciatori
Project Manager: ing. Emanuela Perina
CSP: arch. Elisabeth Foroni

ETS Engineering and Technical Services S.p.A.

Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti
Progettazione Specialistica Impianti:
ing. M. Bergami
ing. D. Togni
ing. E. Facchinetti

AERTEC

Direttore tecnico:
Ing. Aeronaut. Carlos Berenguer López
Responsabile sistemi di trasporto:
Ing. Pedro Tena Calderón

VALLE 3.0

Direttore tecnico: arch. E. Valle
Progettazione architettonica:
arch. Maria Camilla Valle
arch. Leonardo Giovannozzi

incide

Direttore tecnico e progettazione strutturale:
ing. Gianluca Vallerini
Coordinatore progettazione strutture:
ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Discip	Tipo	Num	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	01	STR	RE	03	A	--	A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B		
								C		
								D		
NOME FILE	AI015P-E-L1-01-STR-RE-03-A							REDAZIONE		Ing. Matteo Pagnozzi

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**

INTERVENTO FACENTE PARTE DEL	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:	IL POST HOLDER DI AREA:
Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	Ing. Ferdinando Saracco	OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco

Approvazione **ENAC**:

INDICE

1. PREMESSA 4
2. CRITERIO DI MODELLAZIONE 5
3. VERIFICA DELLE FONDAZIONI 8
3.1. Pali di fondazione 8
3.1.1. Palo D80 cm 14
3.1.2. Palo D100 cm 17
3.1.3. Palo D120 cm 20
3.2. Plinti di fondazione 23
3.2.1. Plinto tipo PL01b (su pali Ø1000) 25
3.2.2. Plinto tipo PL01a (su pali Ø800) 27
3.2.3. Plinto tipo PL02 (su pali Ø1200) 29
3.3. Platee di fondazione 31
3.3.1. PL06 e PL07 31
3.3.2. PL05 34
3.3.3. PL08 37
3.3.4. PL09 44
3.3.5. PT01 47
3.3.6. PT02 50
3.4. Travi di collegamento 53
3.4.1. Travi di collegamento tipo A (60x60 cm) 54
3.4.2. Travi di collegamento tipo B (80x80 cm) 55
3.4.3. Travi di collegamento tipo C (60x80 cm) 56
3.4.4. Forchette di collegamento ai plinti 57

1. PREMESSA

Il seguente documento rappresenta la relazione di calcolo strutturale delle sovrastrutture e delle fondazioni relative alla fase esecutiva di progettazione presso l'aeroporto internazionale di Lamezia Terme (Intervento **L1** "Sviluppo aerostazione passeggeri", intervento **L2** "Interventi per la security e la digitalizzazione dell'aerostazione passeggeri" e intervento **L6** "Potenziamento reti sottoservizi e impianti tecnologici").

Le strutture oggetto di questo documento sono quelle indicate nell'ambito 1 della keymap riportata in seguito:

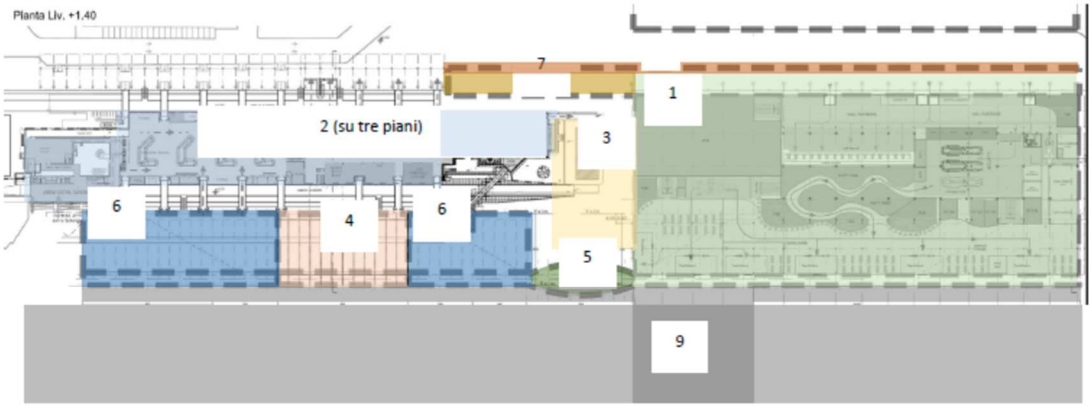


Figura 1 - Mappa ambiti WBS

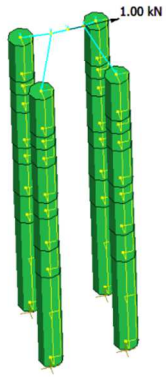
Ambito 1:	TERMINAL PARTENZE
Ambito 2:	TERMINAL ARRIVI
Ambito 3	POLO TECNOLOGICO
Ambito 4	AVANCORPO
Ambito 5	EDIFICIO CONTROLLO PISTA
Ambito 6	PENSILINA AIRSIDE
Ambito 7	PENSILINA LANDSIDE
Ambito 8	SISTEMAZIONI ESTERNE LANDSIDE
Ambito 9	SISTEMAZIONI ESTERNE AIRSIDE

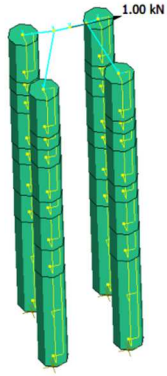
Tale relazione farà riferimento in particolare alle strutture perimetrali dell'edificio denominato Terminal Partenze, come verrà meglio illustrato nel seguito.

2. CRITERIO DI MODELLAZIONE

Le fondazioni del terminal, data la natura del terreno e delle sollecitazioni agenti, sono di tipo profondo su pali di lunghezza 15 metri all'interno del terreno. Per analizzare correttamente l'interazione tra terreno e struttura si è deciso di rappresentare le fondazioni con la rigidezza stimata dei pali a partire dalle considerazioni riportate nella relazione geotecnica (rif. AI015P-E-LL-00-GEO-RE-02-A).

Il processo avrebbe richiesto la discretizzazione dei pali con elementi monodimensionali da inserire in ognuno dei modelli sismicamente indipendenti delle strutture in elevazione dei vari corpi, con complicazioni sui tempi di elaborazione e sulle situazioni con plinti condivisi tra più corpi di fabbrica. Per ovviare a questa problematica e realizzare dei modelli più facilmente gestibili e controllabili, si è realizzato un modello apposito per rappresentare un singolo plinto e relativi pali di fondazione nel loro intero sviluppo comprensivi delle molle orizzontali e verticali rappresentative del terreno.

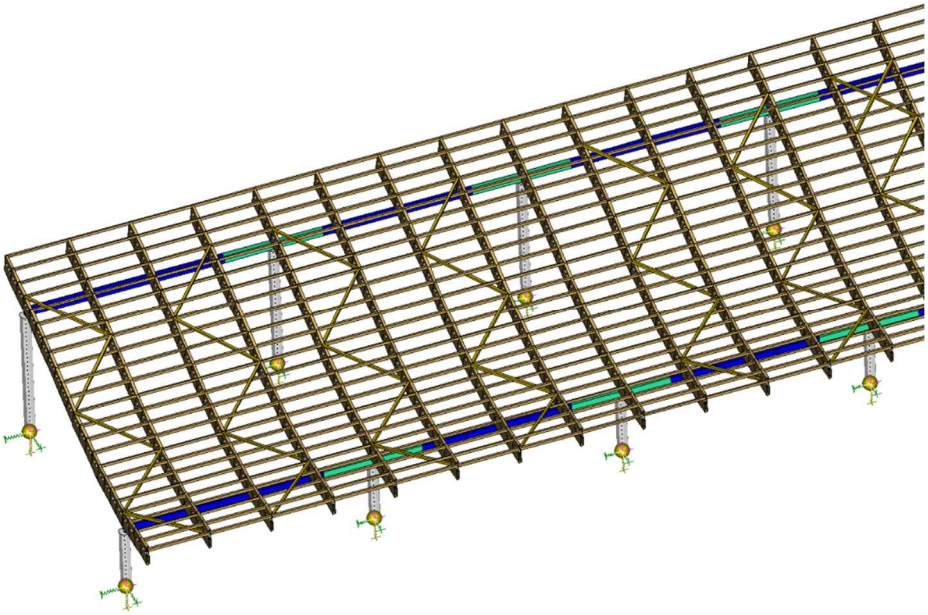




Vengono quindi applicate sul modello così costruito delle forze e coppie unitarie a rappresentare le varie componenti di forza e momento e vengono registrati gli spostamenti e le rotazioni del punto di controllo.

Questo procedimento ha permesso di ricavare per ogni componenti di spostamento e rotazione il valore della costante elastica rappresentativa del sistema di fondazioni formato da plinto su pali, si è stati così in grado di tarare i valori di vincoli cedevoli da poter usare nei modelli delle elevazioni per la verifica degli stessi.

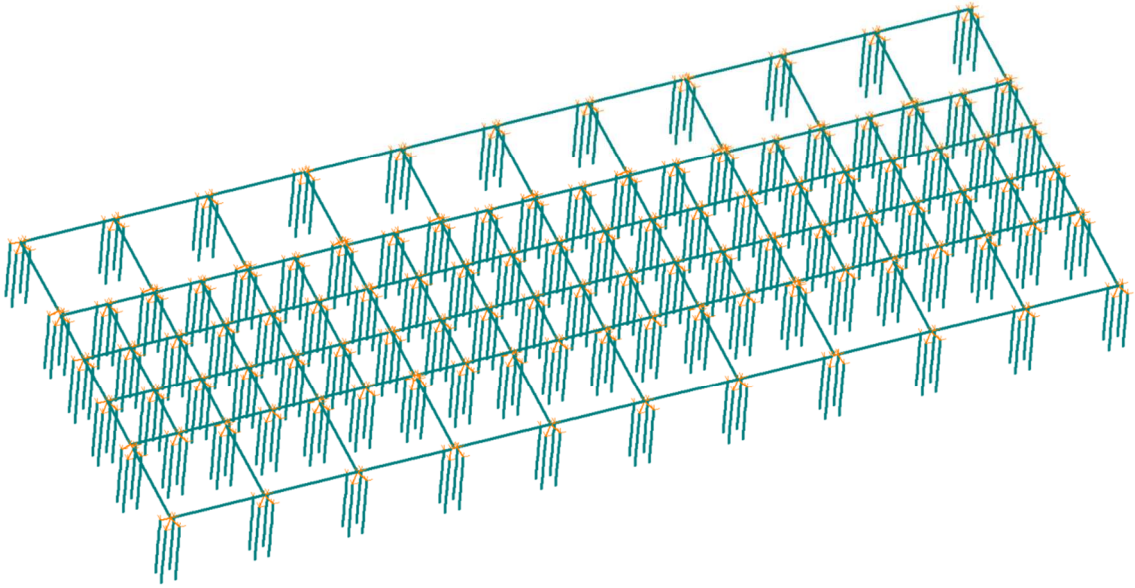
Si riporta di seguito un esempio di struttura in elevazione con alla base i vincoli cedevoli sopra descritti.



La tabella seguente riporta il valore di rigidezza dei vincoli suddivise per tipologia del diametro dei pali sottostanti il plinto e per caso statico o sismico.

	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/rad	kNm/rad	kNm/rad
DIAMETRO 800						
Node 1: 1: Fx [1: STATICO]	20563.44					
Node 1: 2: Fy [1: STATICO]		20563.44				
Node 1: 3: Fz [1: STATICO]			276243.09			
Node 1: 4: Mx [1: STATICO]				1016603.18		
Node 1: 5: My [1: STATICO]					1016603.18	
Node 1: 6: Mz [1: STATICO]						3185.63
Node 1: 1: Fx [2: SISMICO]	10897.99					
Node 1: 2: Fy [2: SISMICO]		10897.99				
Node 1: 3: Fz [2: SISMICO]			276243.09			
Node 1: 4: Mx [2: SISMICO]				898897.94		
Node 1: 5: My [2: SISMICO]					898897.94	
Node 1: 6: Mz [2: SISMICO]						1651.42
DIAMETRO 1000						
Node 76: 1: Fx [1: STATICO]	27382.26					
Node 76: 2: Fy [1: STATICO]		27382.26				
Node 76: 3: Fz [1: STATICO]			333333.33			
Node 76: 4: Mx [1: STATICO]				1563748.77		
Node 76: 5: My [1: STATICO]					1563748.77	
Node 76: 6: Mz [1: STATICO]						4824.86
Node 76: 1: Fx [2: SISMICO]	14382.28					
Node 76: 2: Fy [2: SISMICO]		14382.28				
Node 76: 3: Fz [2: SISMICO]			333333.33			
Node 76: 4: Mx [2: SISMICO]				1319570.59		
Node 76: 5: My [2: SISMICO]					1319570.59	
Node 76: 6: Mz [2: SISMICO]						2602.00
DIAMETRO 1200						
Node 117: 1: Fx [1: STATICO]	34447.12					
Node 117: 2: Fy [1: STATICO]		34447.12				
Node 117: 3: Fz [1: STATICO]			390625.00			
Node 117: 4: Mx [1: STATICO]				2311244.65		
Node 117: 5: My [1: STATICO]					2311244.65	
Node 117: 6: Mz [1: STATICO]						6798.10
Node 117: 1: Fx [2: SISMICO]	17038.68					
Node 117: 2: Fy [2: SISMICO]		17038.68				
Node 117: 3: Fz [2: SISMICO]			338983.05			
Node 117: 4: Mx [2: SISMICO]				1733083.94		
Node 117: 5: My [2: SISMICO]					1733083.94	
Node 117: 6: Mz [2: SISMICO]						3831.71

Dall'analisi dei modelli in elevazione con vincoli cedevoli alla base sono stati estratte tutte le reazioni vincolari per le diverse combinazioni e sono state applicate ad un modello globale nel quale tutti i pali sono stati modellati con elementi monodimensionali. In questo modo è stato possibile studiare il comportamento dei pali stessi, relativamente all'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto e allo stesso tempo è stato possibile valutare le sollecitazioni su quei plinti condivisi tra diversi corpi in elevazione.



Le verifiche riportate nel seguito presentano i valori ricavati da quest'ultimo modello globale relativi all'andamento delle sollecitazioni sui pali di fondazione.

3. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

3.1. Pali di fondazione

I pali di fondazione previsti per il nuovo terminal partenze sono di tre tipologie:

- Pali CFA diametro 80 cm, lunghezza 15 metri;
- Pali CFA diametro 100 cm, lunghezza 15 metri;
- Pali CFA diametro 120 cm, lunghezza 15 metri.

Le verifiche geotecniche sono riportate nella relazione specialistica allegata al progetto (rif. AI015P-E-LL-00-GEO-RE-02-A), mentre le verifiche strutturali sono riportate di seguito.

Si riportano per semplicità di lettura le portanze a compressione/trazione e a taglio del singolo palo per le diverse tipologie considerate.

Tabella-1 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione sismica.

Condizione sismica

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
				10 Φ 20	99
800	15	1437	666	20 Φ 24	200
				22 Φ 30	283
				16 Φ 20	200
1000	15	2008	877	22 Φ 26	338
				30 Φ 30	483
				16 Φ 24	345
1200	15	2675	1106	26 Φ 26	505
				38 Φ 30	731

Tabella-2 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione statica di breve termine.

Condizione statica di breve termine

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
				10 Φ 20	269
800	15	2417	868	20 Φ 24	460
				22 Φ 30	589
				16 Φ 20	467
1000	15	3573	1125	22 Φ 26	698
				30 Φ 30	912
				16 Φ 24	722
1200	15	4972	1398	26 Φ 26	967
				38 Φ 30	1285

Tabella-3 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione statica di lungo termine.

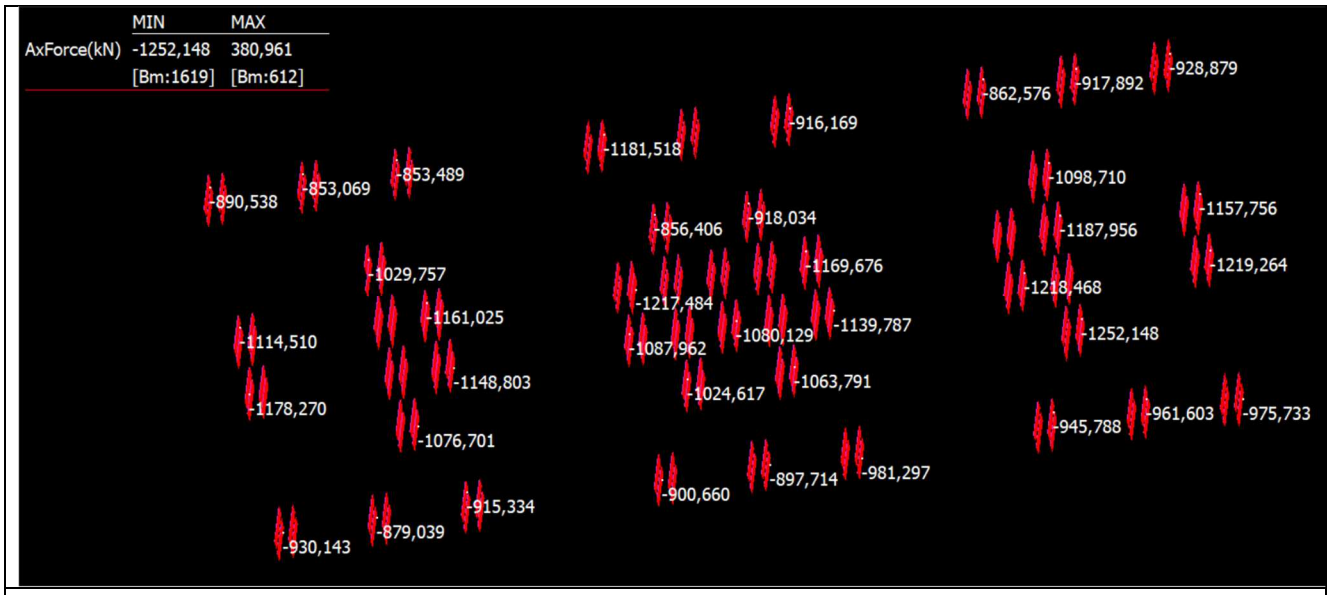
Condizione statica di lungo termine

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
				10 Φ 20	256
800	15	2368	823	20 Φ 24	434
				22 Φ 30	559
				16 Φ 20	450
1000	15	3512	1069	22 Φ 26	672
				30 Φ 30	884
				16 Φ 24	714
1200	15	4898	1330	26 Φ 26	956
				38 Φ 30	1273

La tabella che risulta più gravosa si riferisce alla condizione sismica e sarà anche quella considerata a favore di sicurezza per il progetto dei pali del terminal.

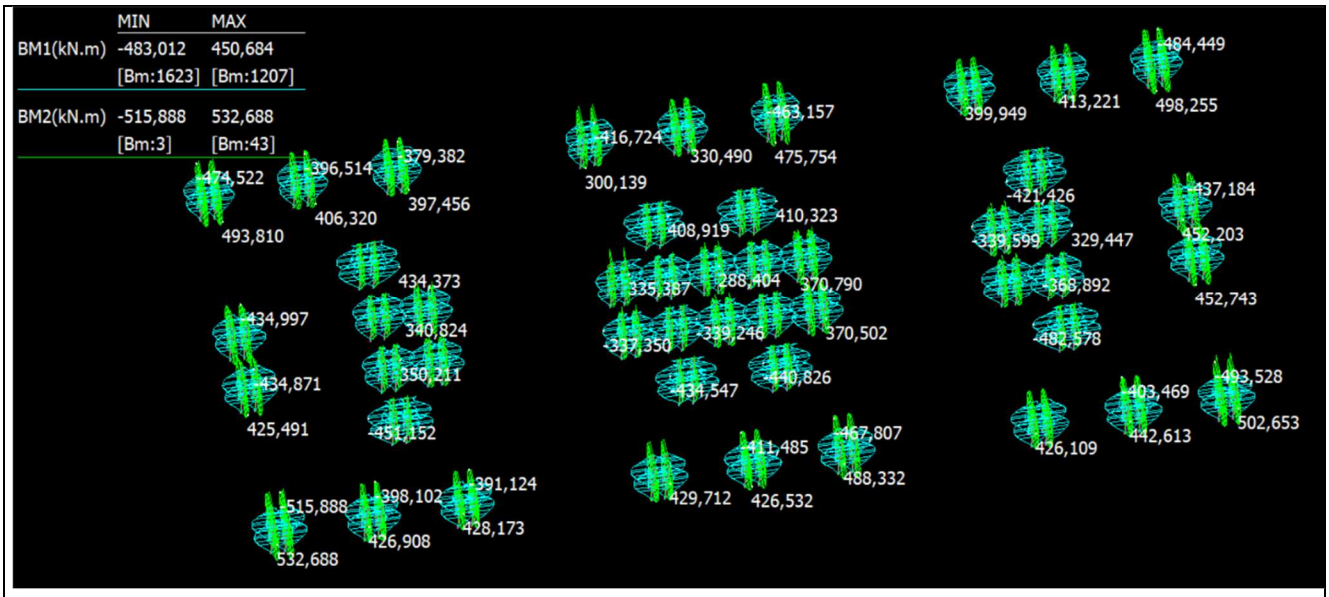
Si riportano inizialmente le sollecitazioni massime determinate mediante l'utilizzo del modello di calcolo per fornire una visione complessiva sull'insieme di pali suddivisi per tipologia.

Successivamente si riportano le verifiche per la situazione più gravosa per ogni tipologia di palo individuata.

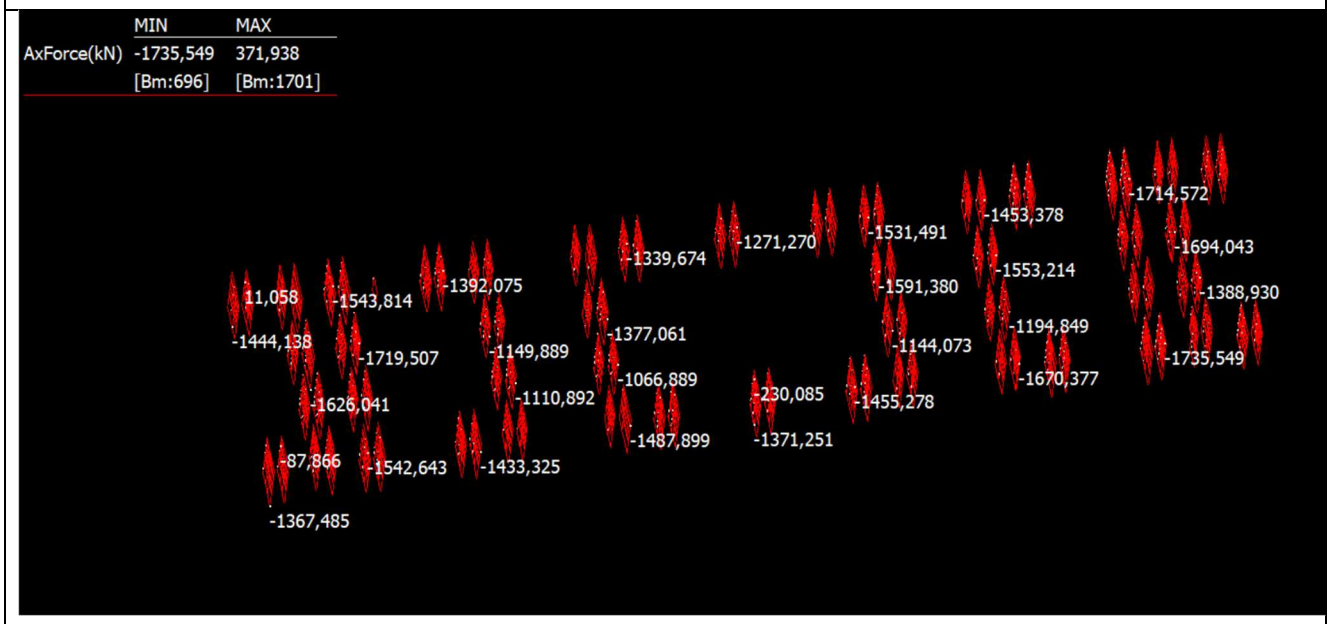


Pali D80 - Sforzi assiali massimi di trazione e compressione - SLV [kN]

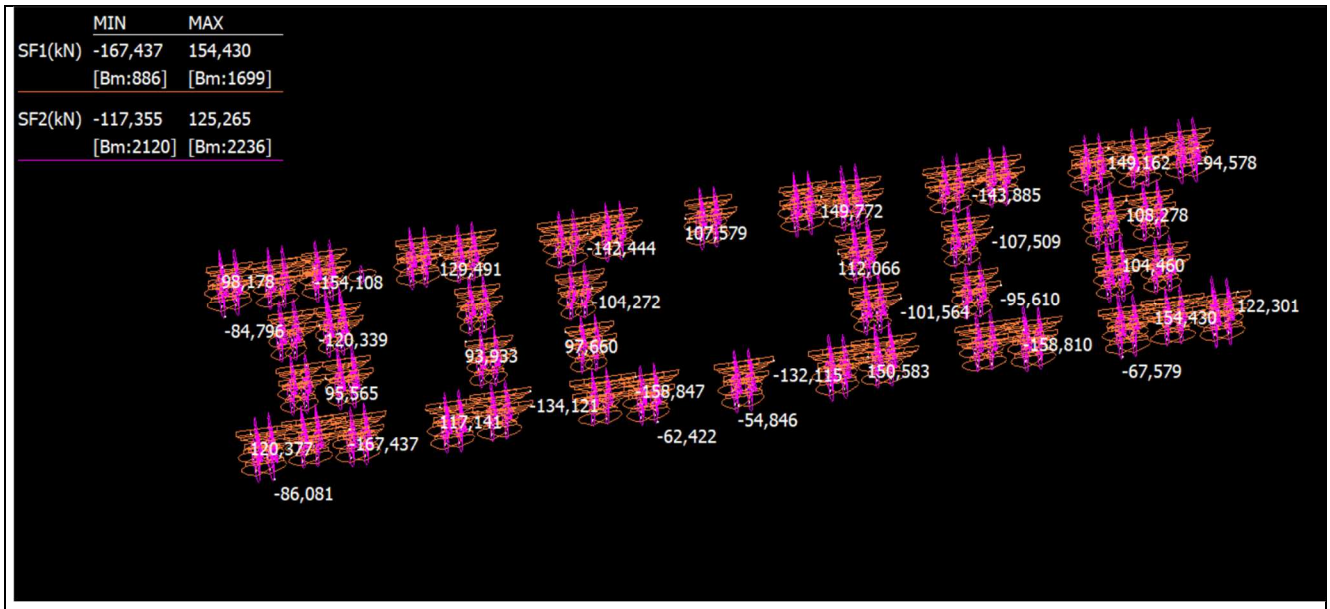
Pali D80 - Sforzi taglianti massimi – SLV [kN]



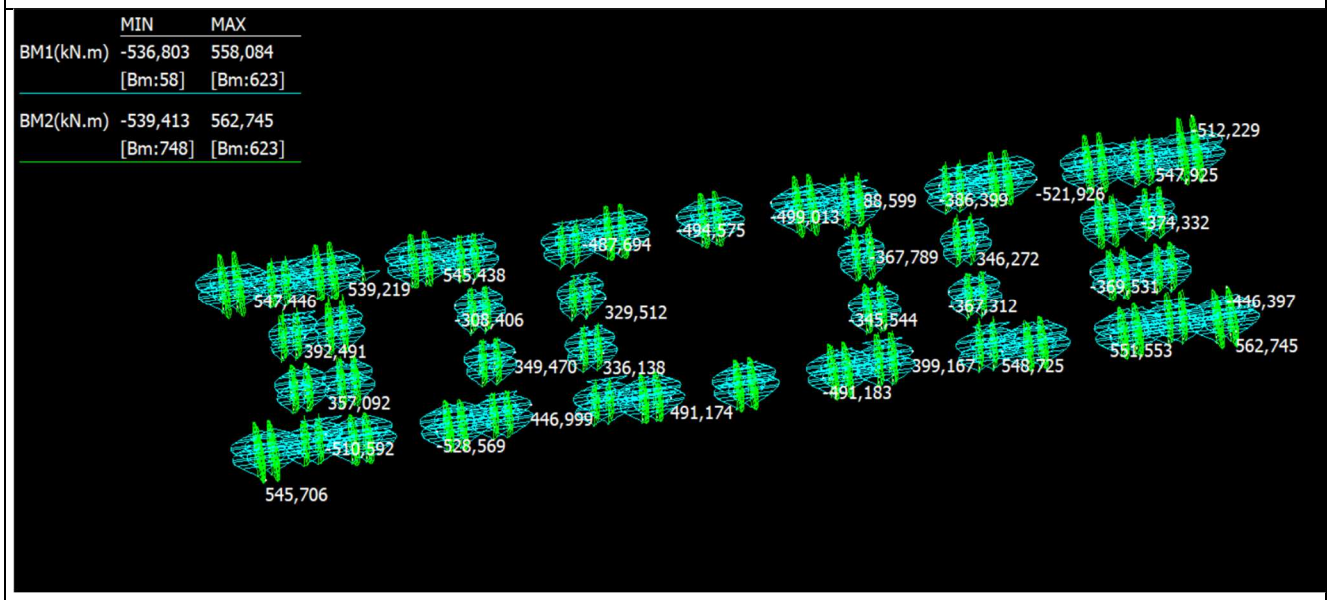
Pali D80 - Sforzi flettenti massimi [kN]



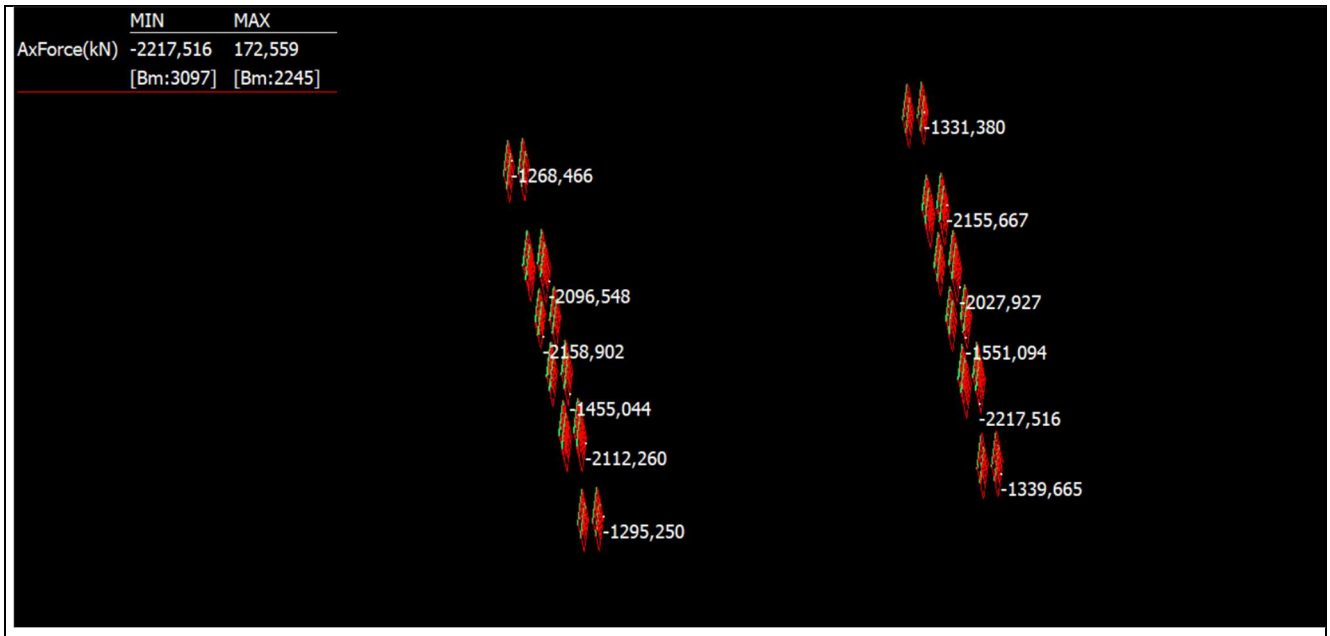
Pali D100 - Sforzi assiali massimi di trazione e compressione - SLV [kN]



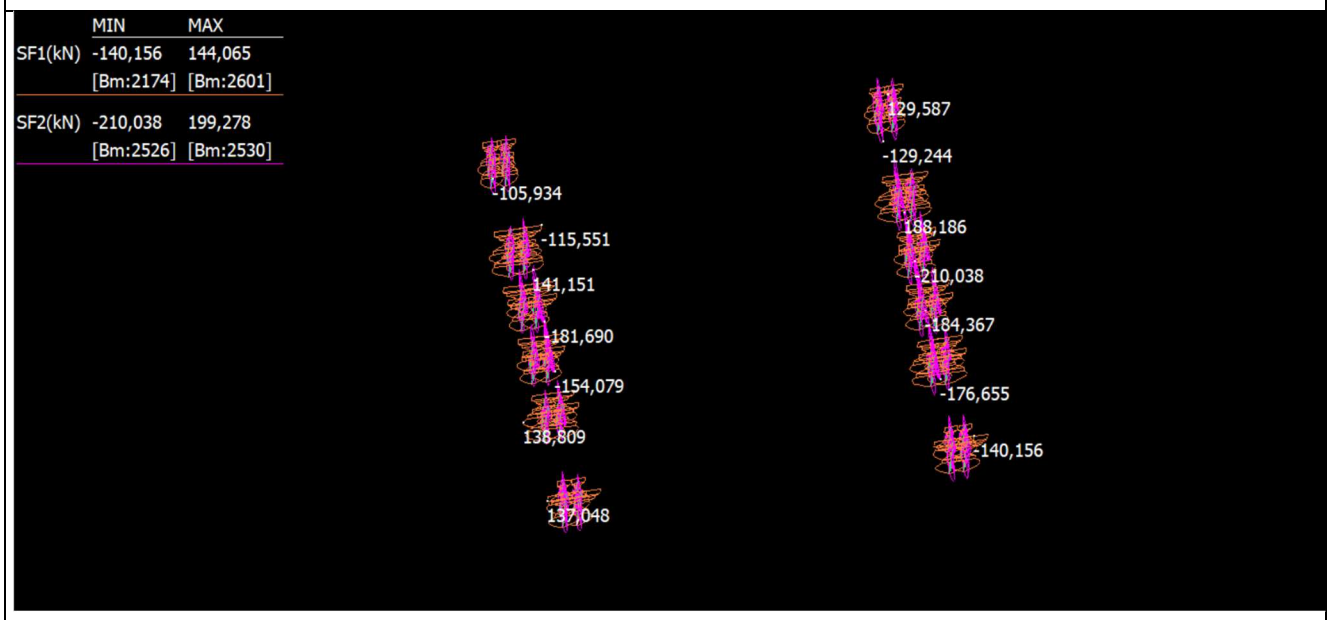
Pali D100 - Sforzi taglianti massimi - SLV [kN]



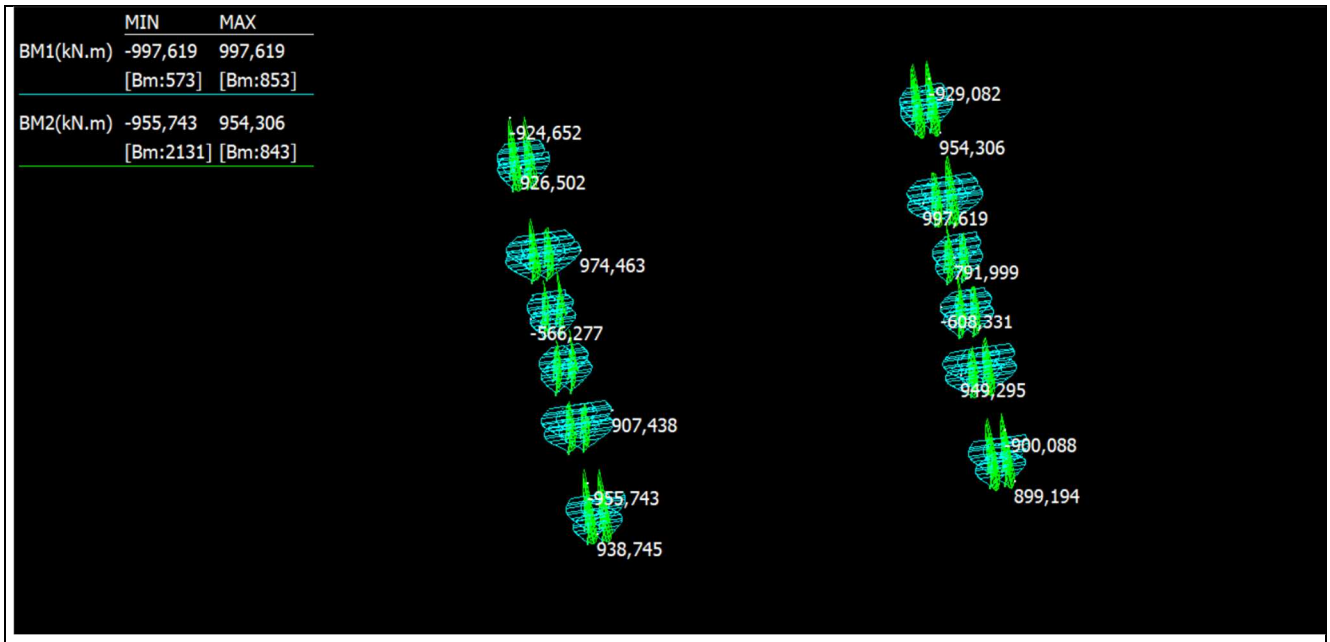
Pali D100 - Sforzi flettenti massimi - SLV [kN]



Pali D120 - Sforzi assiali massimi di trazione e compressione - SLV [kN]



Pali D120 - Sforzi taglianti massimi [kN]



Pali D120 - Sforzi flettenti massimi [kN]

3.1.1. Palo D80 cm

Per semplicità di lettura si riporta una tabella riepilogativa con le sollecitazioni utilizzate ai fini delle verifiche.

Compressione massima SLU	1000 kN
Compressione massima SLV	1252 kN
Trazione massima SLU	0 kN
Trazione massima SLV	380 kN
Taglio massimo SLV	182 kN
Momento M2 massimo SLV	483 kN m
Momento M3 massimo SLV	532 kN m

Per il taglio si è assunto a favore di sicurezza la somma vettoriale dei tagli massimi nelle due direzioni principali.

Le verifiche di capacità portante nei confronti di sforzi normali e tagli sono rispettate.

Si procede di seguito con la verifica a taglio e a momento della sezione circolare in cemento armato.

La verifica a taglio viene condotta con un foglio di calcolo, se ne riporta un estratto di seguito.

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : PALO D800

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1.5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0.85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18.1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9.1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1.15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391.3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**800**	mm
Copriferro	c =	**80**	mm
Altezza utile	d =	720	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**24**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**20**	
Area totale acciaio	As	90.4	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	1.80%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**10**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

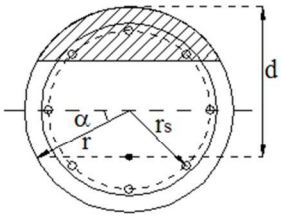
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**182**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

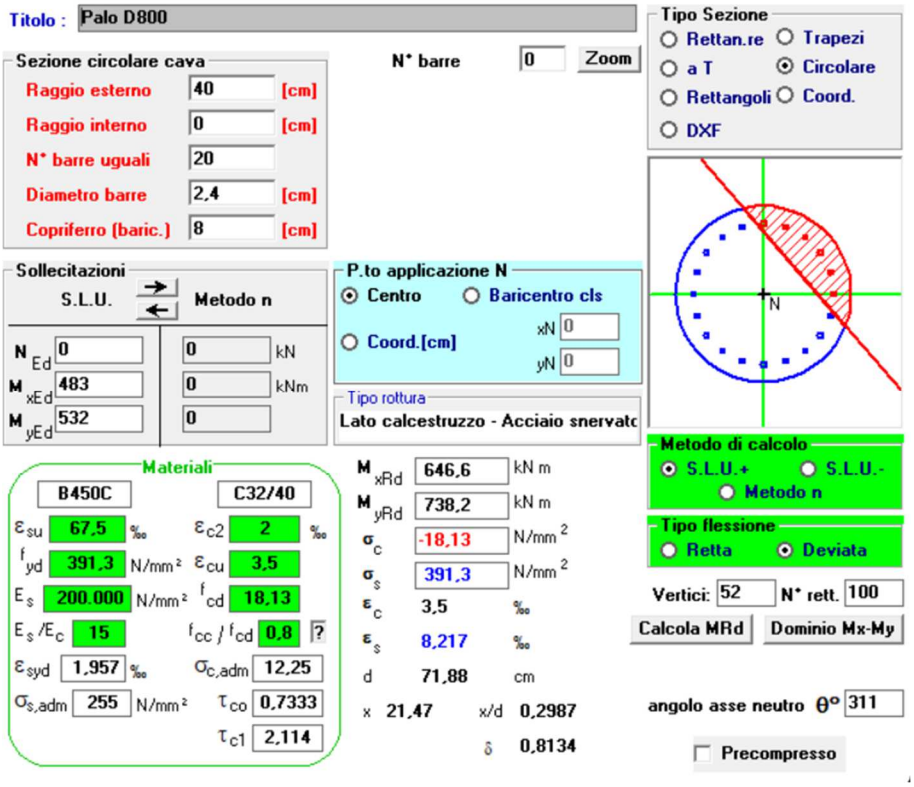
Raggio sezione circolare	r =	40	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	32	cm
	sen(α)=	0.510	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0.53	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	4069	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	67	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	60	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza sezione	d=	60	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	556	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1145	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**556**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	182	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.33**	**OK**

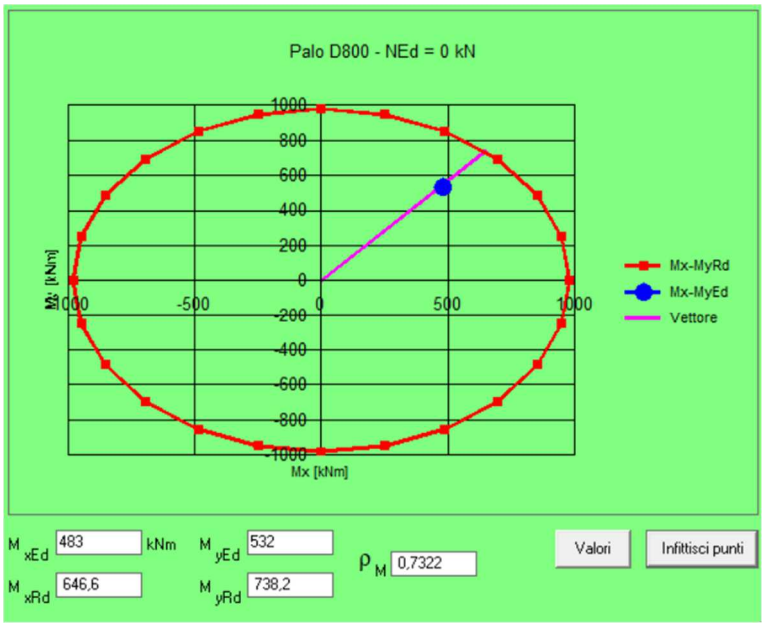


Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	72	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	64	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	56	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	520	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1144	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**520**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	182	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.35**	**OK**

Per la verifica flessionale del palo di fondazione si utilizza il software VCASlu per la verifica di sezioni circolari in cemento armato. Se ne riporta di seguito l'estratto, ipotizzando i due massimi momenti agenti concomitanti a favore di sicurezza.





3.1.2. Palo D100 cm

Per semplicità di lettura si riporta una tabella riepilogativa con le sollecitazioni utilizzate ai fini delle verifiche.

Compressione massima SLU	1431 kN
Compressione massima SLV	1735 kN
Trazione massima SLU	0 kN
Trazione massima SLV	372 kN
Taglio massimo SLV	210 kN
Momento M2 massimo SLV	558 kN m
Momento M3 massimo SLV	563 kN m

Per il taglio si è assunto a favore di sicurezza la somma vettoriale dei tagli massimi nelle due direzioni principali.

Le verifiche di capacità portante nei confronti di sforzi normali e tagli sono rispettate.

Si procede di seguito con la verifica a taglio e a momento della sezione circolare in cemento armato.

La verifica a taglio viene condotta con un foglio di calcolo, se ne riporta un estratto di seguito.

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : PALO D1000

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1.5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0.85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18.1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9.1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1.15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391.3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**80**	mm
Altezza utile	d =	920	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**26**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**22**	
Area totale acciaio	As	116.7	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	1.49%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**10**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

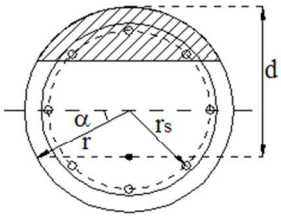
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**210**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

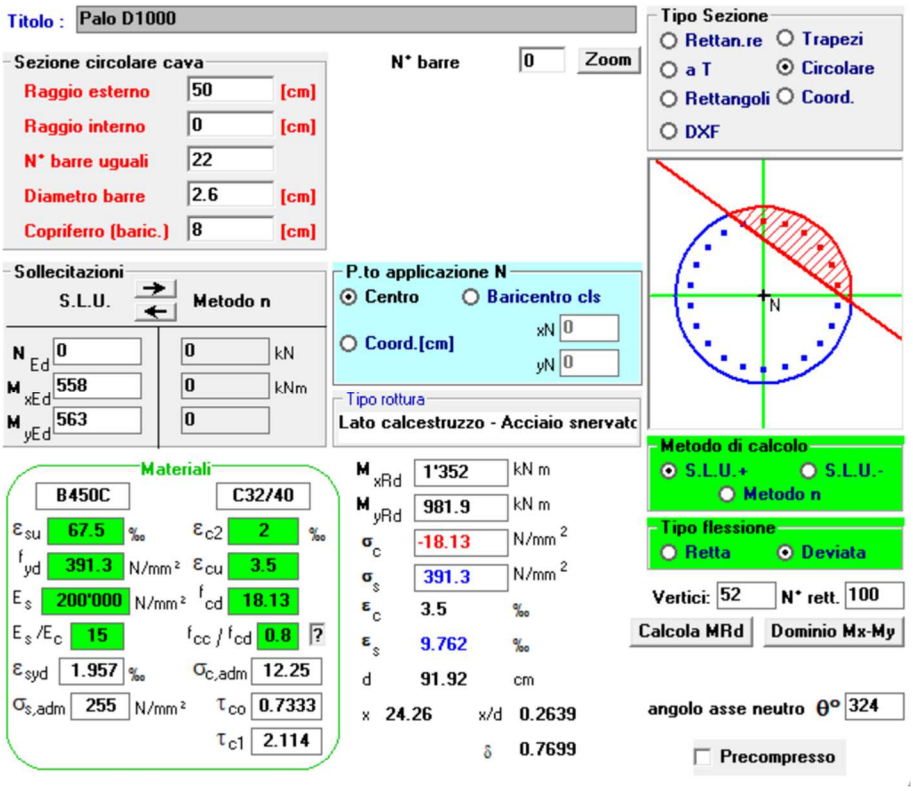
Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	42	cm
	sen(α)=	0.535	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0.56	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6466	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	77	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza sezione	d=	77	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	707	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1820	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**707**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	210	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.30**	**OK**

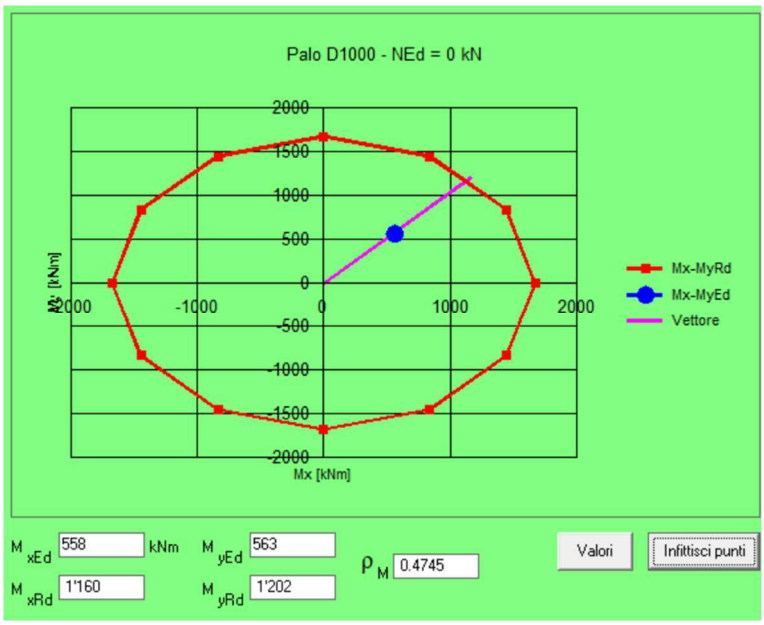


Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	80	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	72	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	662	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1820	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**662**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	210	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.32**	**OK**

Per la verifica flessionale del palo di fondazione si utilizza il software VCASlu per la verifica di sezioni circolari in cemento armato. Se ne riporta di seguito l'estratto, ipotizzando i due massimi momenti agenti concomitanti a favore di sicurezza.





3.1.3. Palo D120 cm

Per semplicità di lettura si riporta una tabella riepilogativa con le sollecitazioni utilizzate ai fini delle verifiche.

Compressione massima SLU	1959 kN
Compressione massima SLV	2217 kN
Trazione massima SLU	0 kN
Trazione massima SLV	172 kN
Taglio massimo SLV	252 kN
Momento M2 massimo SLV	997 kN m
Momento M3 massimo SLV	955 kN m

Per il taglio si è assunto a favore di sicurezza la somma vettoriale dei tagli massimi nelle due direzioni principali.

Le verifiche di capacità portante nei confronti di sforzi normali e tagli sono rispettate.

Si procede di seguito con la verifica a taglio e a momento della sezione circolare in cemento armato.

La verifica a taglio viene condotta con un foglio di calcolo, se ne riporta un estratto di seguito.

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : PALO D1200

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1.5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0.85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18.1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9.1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1.15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391.3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1200**	mm
Copriferro	c =	**80**	mm
Altezza utile	d =	1120	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**26**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**26**	
Area totale acciaio	As	138.0	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	1.22%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**10**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

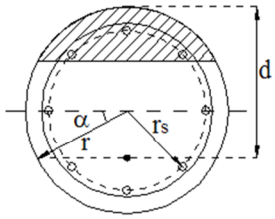
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**252**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

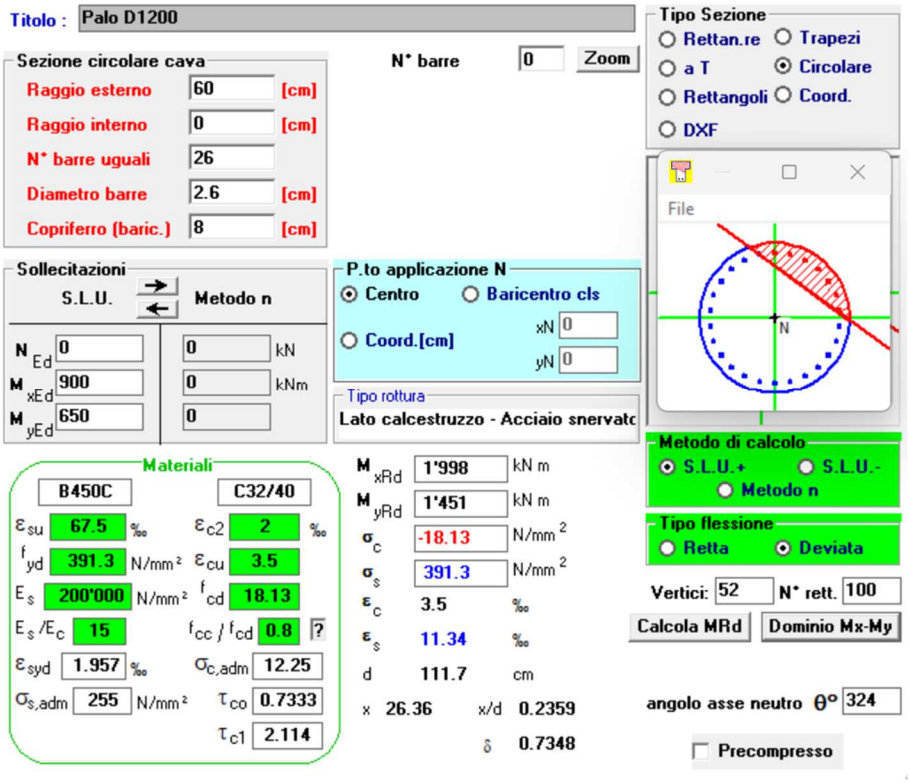
Raggio sezione circolare	r =	60	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	52	cm
	sen(α)=	0.552	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0.58	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	9414	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	101	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	93	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza sezione	d=	93	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	858	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	2649	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**858**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	252	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.29**	**OK**

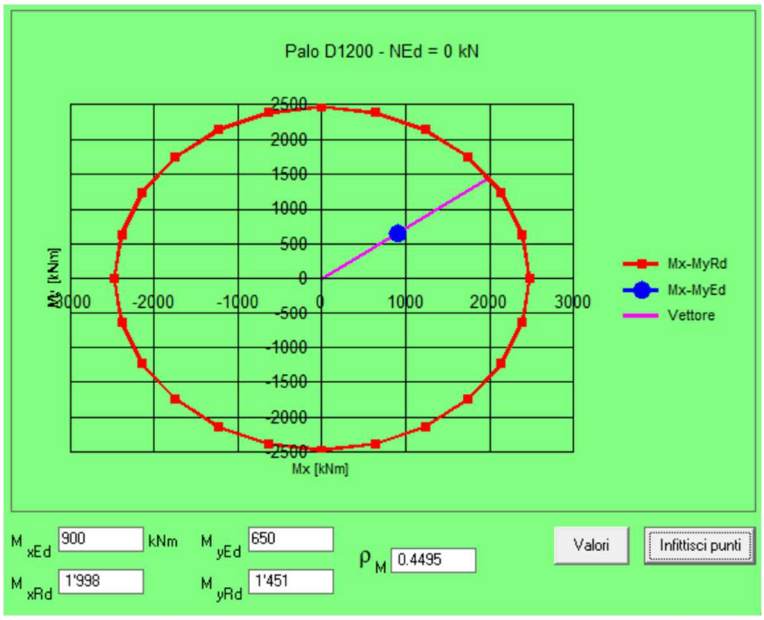


Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	108	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	95	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	87	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	804	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	2652	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**804**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	252	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.31**	**OK**

Per la verifica flessionale del palo di fondazione si utilizza il software VCASlu per la verifica di sezioni circolari in cemento armato. Se ne riporta di seguito l'estratto, ipotizzando i due massimi momenti agenti concomitanti a favore di sicurezza.





3.2. Plinti di fondazione

Si riporta di seguito la verifica dei plinti tipologici su 4 pali.

Le varie tipologie sono di seguito riportate con il valore massimo di sforzo assiale agente sul palo come riportato nelle tabelle ai capitoli precedenti:

- Plinto tipo PL01a (su pali Ø1000) N_{palo} = 1735 kN

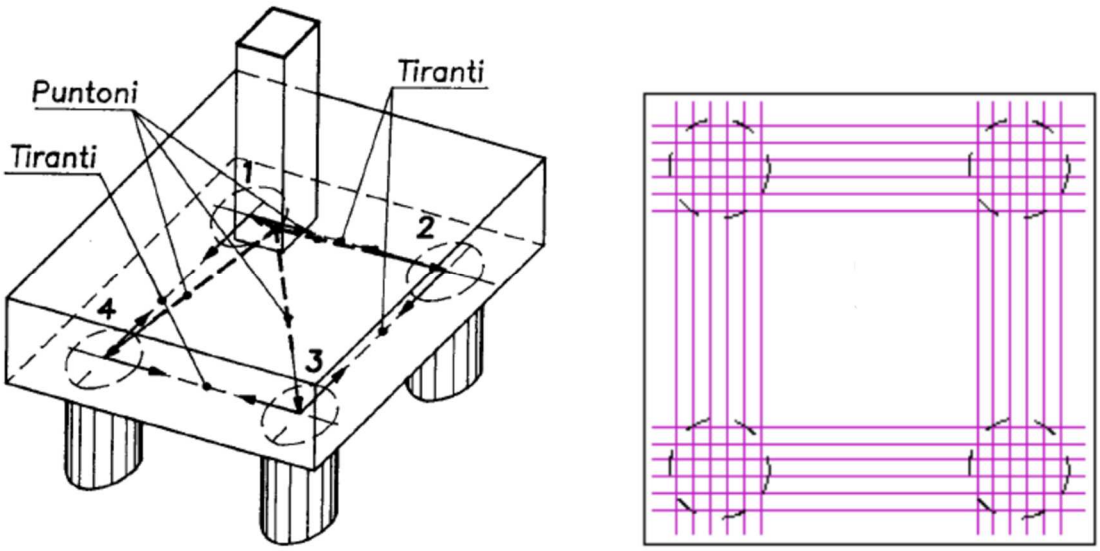
- Plinto tipo PL01b (su pali Ø800) N_{palo} = 1252 kN

- Plinto tipo PL02 (su pali Ø1200) N_{palo} = 2217 kN

Le verifiche vengono condotte assumendo la presenza di tiranti di armatura aggiuntivi oltre all'armatura diffusa presente al lembo inferiore.

Geometricamente i plinti sono realizzati con dadi in calcestruzzo di altezza pari a 1.5m e dimensioni in pianta pari a 4.8x4.8m nel caso di plinti su pali da 800/1000 e 5x5m per plinti su pali da 1200. I pali sono posti in maniera simmetrica rispetto al centro del plinto e posti con un interasse pari a circa 3 metri in entrambe le direzioni.

Si riporta in seguito il calcolo dell'armatura dei tiranti principali del plinto calcolati secondo una scomposizione delle forze effettuata utilizzando lo schema di tirante-puntone in virtù della geometria appena descritta tale da classificare l'elemento come plinto tozzo (inclinazione del puntone compresso circa 45°).



Schema statico (modello tirante-puntone)

Per i plinti si considera una armatura di base diffusa composta da barre Ø20 a passo 20 cm e da armatura aggiuntiva di collegamento tra i 4 pali che rappresenta il tirante coerentemente con lo schema statico adottato per il calcolo.

Le armature considerate per la verifica sono:

TIPO	ARMATURA GABBIA BASE	ARMATURA TIRANTE
PLINTO TIPO PL01b	Ø20 20cmx20cm	6Ø26
PLINTO TIPO PL01a	Ø20 20cmx20cm	6Ø24
PLINTO TIPO PL02	Ø20 20cmx20cm	8Ø28

Si riporta in seguito un estratto dei fogli di calcolo utilizzati per la verifica delle due tipologie descritte.

3.2.1. Plinto tipo PL01b (su pali Ø1000)

DIMENSIONAMENTO ARMATURA PLINTO SU 4 PALI (CON PILASTRO CENTRATO)

ELEMENT : PLINTO TIPO PL01a

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	

Materiali

Calcestruzzo

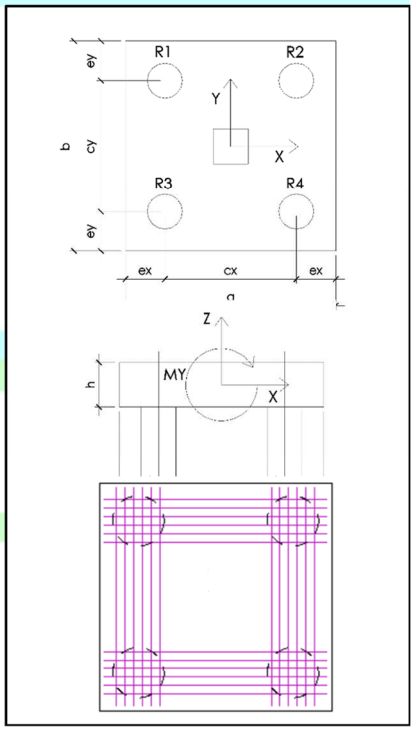
Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*

Acciaio

tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*

Geometria

Lato esterno plinto	a =	**4.8**	m
Lato esterno plinto	b =	**4.8**	m
Altezza plinto	h =	**1.5**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.X)	ex =	**1.0**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.Y)	ey =	**1.0**	m
Interasse pali (dir.X)	cx =	2.8	m
Interasse pali (dir.Y)	cy =	2.8	m
Valore copriferro	c =	**5.5**	cm
Volume plinto	V =	34.56	m3



Verifica

Reazioni vincolari sui 4 pali

Reazione massima	R_{max} =	1735.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse X (su singolo tirante)	Fx =	1619.3	*kN*
Forza tiranti lungo asse Y (su singolo tirante)	Fy =	1619.3	*kN*

Predimensionamento tiranti

Considera contributo barre gabbia di base		**SI**	
diametro barre gabbia di base	Ø =	**20**	mm
numero barre considerate per tirante	n =	**5**	
Armatura minima tiranti lungo asse X	Amin,x =	2568	mm^2
Armatura minima tiranti lungo asse Y	Amin,y =	2568	mm^2

Verifica dei tiranti

Tirante asse X

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**6**		
Diametro barre	Ø =	**26**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	4756	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	1619	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	1861	*kN*	
ratio di verifica		**0.87**		**OK**

Tirante asse Y

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**6**		
Diametro barre	Ø =	**26**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	4756	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	1619	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	1861	*kN*	
ratio di verifica		**0.87**		**OK**

3.2.2. Plinto tipo PL01a (su pali Ø800)

DIMENSIONAMENTO ARMATURA PLINTO SU 4 PALI (CON PILASTRO CENTRATO)

ELEMENT : PLINTO TIPO PL01b

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	

Materiali

Calcestruzzo

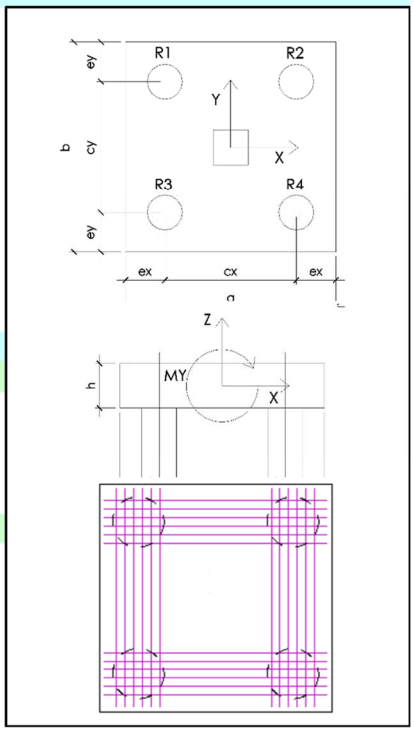
Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*

Acciaio

tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*

Geometria

Lato esterno plinto	a =	**4.8**	m
Lato esterno plinto	b =	**4.8**	m
Altezza plinto	h =	**1.5**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.X)	ex =	**0.9**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.Y)	ey =	**0.9**	m
Interasse pali (dir.X)	cx =	3	m
Interasse pali (dir.Y)	cy =	3	m
Valore copriferro	c =	**5.0**	cm
Volume plinto	V =	34.56	m3



Verifica

Reazioni vincolari sui pali

Reazione massima	R_{max} =	1400.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse X (su singolo tirante)	Fx =	1400.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse Y (su singolo tirante)	Fy =	1400.0	*kN*

Predimensionamento tiranti

Considera contributo barre gabbia di base		**SI**	
diametro barre gabbia di base	Ø =	**20**	mm
numero barre considerate per tirante	n =	**5**	
Armatura minima tiranti lungo asse X	Amin,x =	2008	mm^2
Armatura minima tiranti lungo asse Y	Amin,y =	2008	mm^2

Verifica dei tiranti

Tirante asse X

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**6**		
Diametro barre	Ø =	**24**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	4282	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	1400	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	1676	*kN*	
ratio di verifica		**0.84**		**OK**

Tirante asse Y

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**6**		
Diametro barre	Ø =	**24**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	4282	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	1400	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	1676	*kN*	
ratio di verifica		**0.84**		**OK**

3.2.3. Plinto tipo PL02 (su pali Ø1200)

DIMENSIONAMENTO ARMATURA PLINTO SU 4 PALI (CON PILASTRO CENTRATO)

ELEMENT : PLINTO TIPO PL02

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	

Materiali

Calcestruzzo

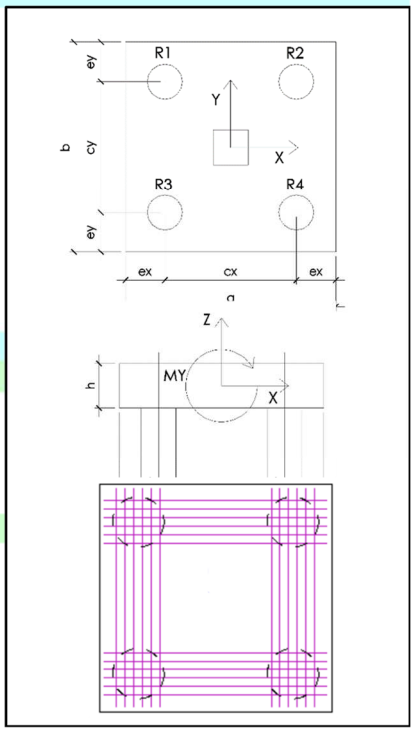
Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*

Acciaio

tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*

Geometria

Lato esterno plinto	a =	**5.0**	m
Lato esterno plinto	b =	**5.0**	m
Altezza plinto	h =	**1.5**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.X)	ex =	**1.0**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.Y)	ey =	**1.0**	m
Interasse pali (dir.X)	cx =	3	m
Interasse pali (dir.Y)	cy =	3	m
Valore copriferro	c =	**5.0**	cm
Volume plinto	V =	37.5	m3



Verifica

Reazioni vincolari sui 4 pali

Reazione massima	R_{max} =	2217.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse X (su singolo tirante)	Fx =	2217.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse Y (su singolo tirante)	Fy =	2217.0	*kN*

Predimensionamento tiranti

Considera contributo barre gabbia di base		**SI**	
diametro barre gabbia di base	Ø =	**20**	mm
numero barre considerate per tirante	n =	**5**	
Armatura minima tiranti lungo asse X	Amin,x =	4096	mm^2
Armatura minima tiranti lungo asse Y	Amin,y =	4096	mm^2

Verifica dei tiranti

Tirante asse X

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**8**		
Diametro barre	Ø =	**28**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	6498	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	2217	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	2543	*kN*	
ratio di verifica		**0.87**		**OK**

Tirante asse Y

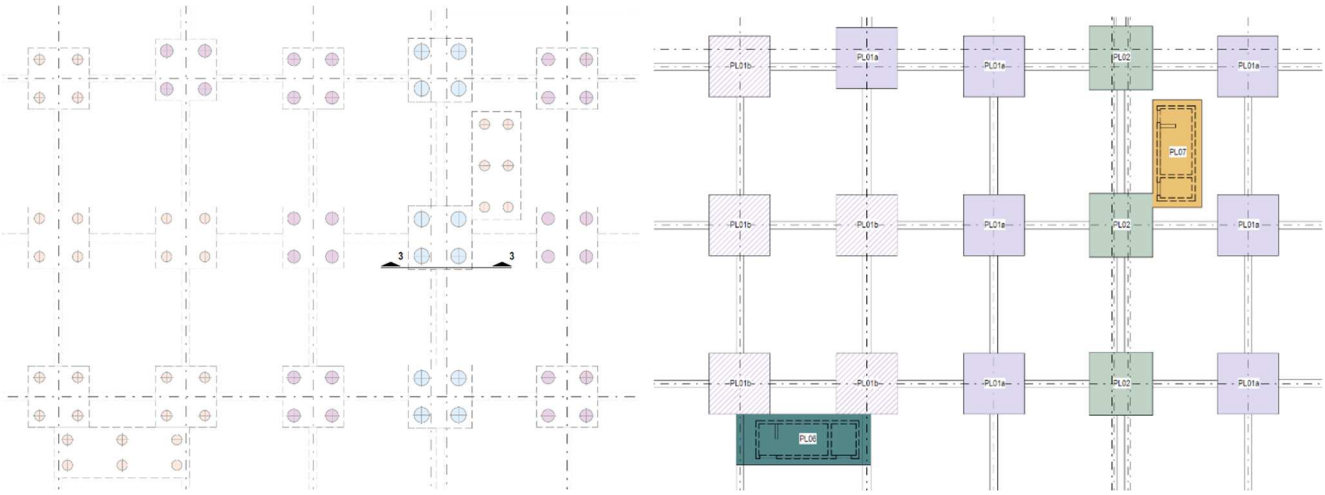
Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**8**		
Diametro barre	Ø =	**28**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	6498	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	2217	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	2543	*kN*	
ratio di verifica		**0.87**		**OK**

3.3. Platee di fondazione

All'interno del terminal sono presenti dei vani scala in cemento armato sismicamente indipendenti dalle restanti strutture che poggiano su fondazioni proprie a platea su pali. Si riportano nel seguito le verifiche delle tipologie di platee ritenute significative ai fini dei calcoli di verifica

3.3.1. PL06 e PL07

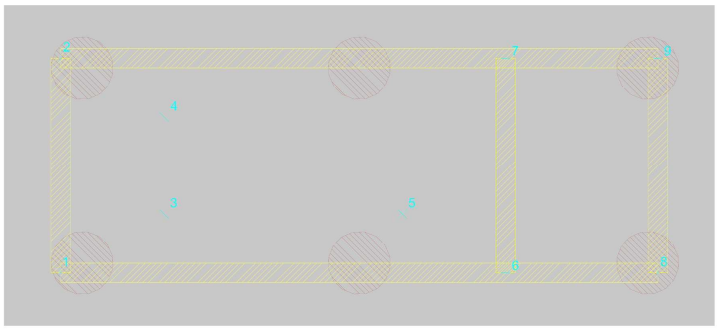
Platee relative a due vani scala molto simili tra loro, poggiano su 6 pali D80 cm e hanno spessore di 80 cm.



Risultano armate con barre $\emptyset 16/20x20$ cm sia superiormente che inferiormente.

Si riportano di seguito i tabulati di verifica.

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-0.725; -0.675; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
198	X	1	0.8	0.001005	0.074	0.001005	0.074	SLV 11	236.4269	0	268.7753	0	1.1368	Si
81	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLV 9	114.5208	0	132.5935	0	1.1578	Si
198	X	1	0.8	0.001005	0.074	0.001005	0.074	SLV 6	-229.0981	0	-268.7753	0	1.1732	Si
85	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLV 9	-107.0267	0	-132.5935	0	1.2389	Si
100	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLV 9	221.9792	0	275.3956	0	1.2406	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
81	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLD 9	71.8835	0	132.5935	0	1.8446	Si
100	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLD 9	141.539	0	275.3956	0	1.9457	Si
85	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLD 9	-63.6424	0	-132.5935	0	2.0834	Si
82	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLD 9	60.8026	0	132.5935	0	2.1807	Si
117	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLD 9	123.8901	0	275.3956	0	2.2229	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
215	X	1	0.8	0.001005	0.074	0.001005	0.074	0	0	SLV 5	262.05	0	275.69	275.69	0	2119.42	2.5	0.0010053	1.0521	Si
198	X	1	0.8	0.001005	0.074	0.001005	0.074	0	0	SLV 6	-256.35	0	275.69	275.69	0	2119.42	2.5	0.0010053	1.0754	Si
115	X	0.5	0.8	0.000503	0.074	0.000503	0.074	0	0	SLV 6	122.69	0	137.84	137.84	0	1059.71	2.5	0.0005027	1.1235	Si
87	X	0.5	0.8	0.000503	0.074	0.000503	0.074	0	0	SLV 6	122.69	0	137.84	137.84	0	1059.71	2.5	0.0005027	1.1235	Si
204	X	0.5	0.8	0.000503	0.074	0.000503	0.074	0	0	SLV 7	-122.21	0	137.84	137.84	0	1059.71	2.5	0.0005027	1.1279	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
230	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	0	0	SLD 8	-72.1	0	167.47	167.47	0	1083.06	2.5	0.0005027	2.3227	Si
198	X	1	0.8	0.001005	0.074	0.001005	0.074	0	0	SLD 6	-139.91	0	331.34	331.34	0	2119.42	2.5	0.0010053	2.3682	Si
173	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	0	0	SLD 15	138.85	0	334.94	334.94	0	2166.13	2.5	0.0010053	2.4122	Si
115	X	0.5	0.8	0.000503	0.074	0.000503	0.074	0	0	SLD 6	68.29	0	165.67	165.67	0	1059.71	2.5	0.0005027	2.4259	Si
87	X	0.5	0.8	0.000503	0.074	0.000503	0.074	0	0	SLD 6	68.29	0	165.67	165.67	0	1059.71	2.5	0.0005027	2.4259	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
100	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE QP 2	47.2386	0	-409	14940	15	Si
117	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE QP 2	46.9377	0	-406	14940	15	Si
81	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLE QP 2	22.4736	0	-389	14940	15	Si
134	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE QP 2	43.7566	0	-379	14940	15	Si
120	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE QP 2	41.0749	0	-356	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
100	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE RA 3	48.178	0	5350	360000	15	Si
117	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE RA 3	47.8964	0	5319	360000	15	Si
81	Y	0.5	0.8	0.000503	0.058	0.000503	0.058	SLE RA 3	22.9032	0	5087	360000	15	Si
134	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE RA 3	44.6049	0	4954	360000	15	Si
120	Y	1	0.8	0.001005	0.058	0.001005	0.058	SLE RA 3	41.8436	0	4647	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

Significato dei simboli utilizzati:

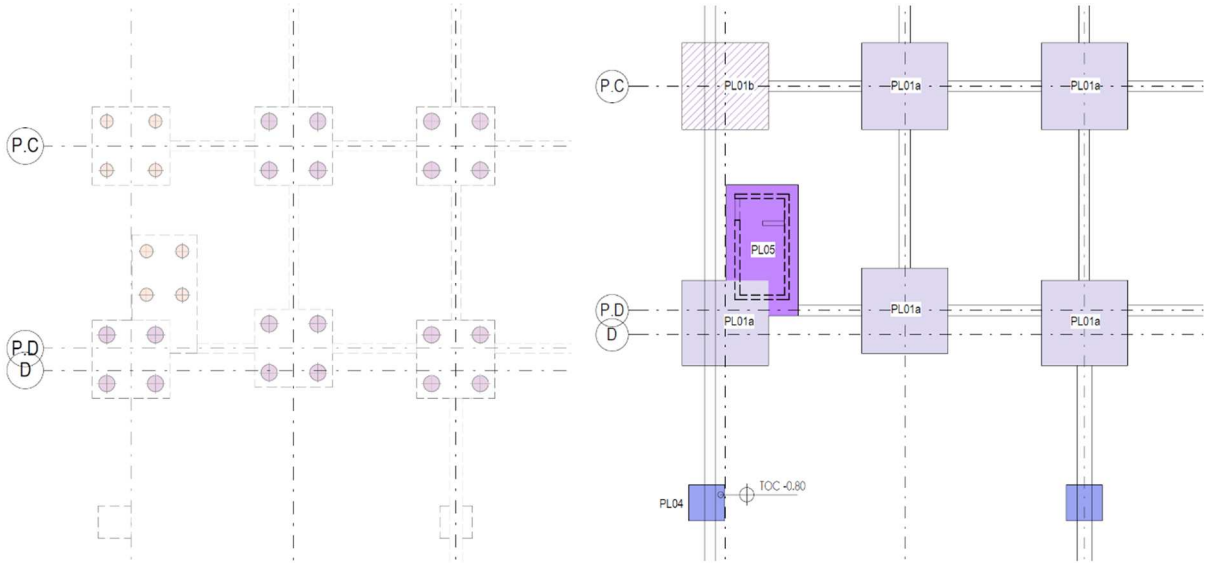
Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

***Nodo**: indice del nodo di verifica.*
***Dir.**: direzione della sezione di verifica.*
***B**: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***H**: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***A. sup.**: area barre armatura superiori. [m²]*
***C. sup.**: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*
***A. inf.**: area barre armatura inferiori. [m²]*
***C. inf.**: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***M**: momento flettente. [kN·m]*
***N**: sforzo normale. [kN]*

***Mu**: momento flettente ultimo. [kN·m]*
***Nu**: sforzo normale ultimo. [kN]*
***c.s.**: coefficiente di sicurezza.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***A. st.**: area staffe su interasse. [m]*
***A. sag.**: area sagomati su interasse. [m]*
***Ved**: taglio agente. [kN]*
***Vrd**: taglio resistente. [kN]*
***Vrdc**: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]*
***Vrsd**: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]*
***Vrcd**: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]*
***cotgθ**: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.*
***Asl**: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m²]*
***σc**: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]*
***σlim**: tensione limite. [kN/m²]*
***Es**/**Ec**: coefficiente di omogenizzazione.*
***σf**: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]*

3.3.2. PL05

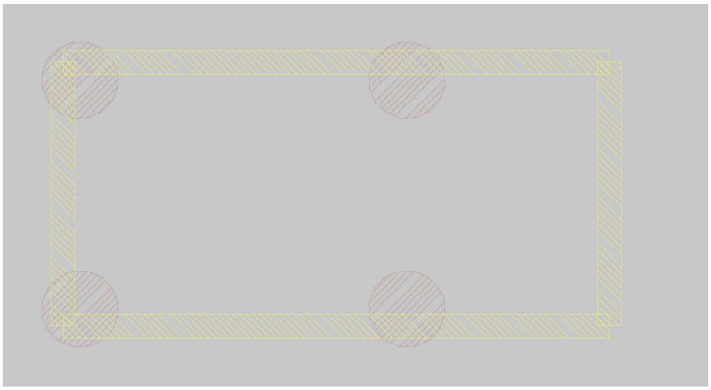
La platea PL05, sempre di spessore 80 cm, poggia su 4 pali D80 cm ed è collegata al plinto adiacente vista la vicinanza tra i due corpi.



L'armatura è composta da barre $\emptyset 16/20x20$ cm sia superiormente che inferiormente.

Le verifiche riportate di seguito trascurano a favore di sicurezza il contributo del plinto adiacente e considerano la platea come poggiante solo sui 4 pali.

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (5.341; 3.217; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
107	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLV 1	-92.7597	0	-128.3175	0	1.3833	Si
111	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLV 14	-91.6851	0	-128.3175	0	1.3995	Si
122	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLV 14	-83.6149	0	-128.3175	0	1.5346	Si
118	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLV 1	-80.5136	0	-128.3175	0	1.5937	Si
105	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLV 2	-142.8061	0	-266.7765	0	1.8681	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
107	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLD 1	-66.3825	0	-128.3175	0	1.933	Si
111	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLD 13	-65.2139	0	-128.3175	0	1.9676	Si
122	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLD 14	-55.9976	0	-128.3175	0	2.2915	Si
118	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLD 1	-53.8642	0	-128.3175	0	2.3822	Si
105	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLD 2	-105.2274	0	-266.7765	0	2.5352	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
102	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	0	0	SLV 14	-135.8	0	137.14	137.14	0	1052.41	2.5	0.0005027	1.0099	Si
111	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	0	0	SLV 14	-135.8	0	137.14	137.14	0	1052.41	2.5	0.0005027	1.0099	Si
186	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	0	0	SLV 12	-270.47	0	274.28	274.28	0	2104.82	2.5	0.0010053	1.0141	Si
104	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	0	0	SLV 14	-269.36	0	274.28	274.28	0	2104.82	2.5	0.0010053	1.0182	Si
104	Y	1	0.8	0.001005	0.063	0.001005	0.063	0	0	SLV 1	-273.35	0	278.78	278.78	0	2151.53	2.5	0.0010053	1.0199	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
186	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	0	0	SLD 12	-210.75	0	330.21	330.21	0	2104.82	2.5	0.0010053	1.5668	Si
104	Y	1	0.8	0.001005	0.063	0.001005	0.063	0	0	SLD 1	-209.62	0	333.82	333.82	0	2151.53	2.5	0.0010053	1.5925	Si
105	Y	1	0.8	0.001005	0.063	0.001005	0.063	0	0	SLD 10	205.45	0	333.82	333.82	0	2151.53	2.5	0.0010053	1.6248	Si
185	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	0	0	SLD 7	-200.32	0	330.21	330.21	0	2104.82	2.5	0.0010053	1.6484	Si
104	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	0	0	SLD 14	-190.35	0	330.21	330.21	0	2104.82	2.5	0.0010053	1.7348	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
111	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLE QP 2	-38.2617	0	-669	14940	15	Si
107	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLE QP 2	-36.4127	0	-636	14940	15	Si
105	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLE QP 2	-65.0725	0	-569	14940	15	Si
116	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLE QP 2	-61.5231	0	-538	14940	15	Si
104	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLE QP 2	-59.487	0	-520	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
111	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLE RA 2	-39.3933	0	8288	360000	15	Si
107	X	0.5	0.8	0.000503	0.079	0.000503	0.079	SLE RA 2	-37.4242	0	7873	360000	15	Si
105	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLE RA 2	-67.0209	0	7050	360000	15	Si
116	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLE RA 2	-63.526	0	6682	360000	15	Si
104	X	1	0.8	0.001005	0.079	0.001005	0.079	SLE RA 2	-61.3258	0	6451	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

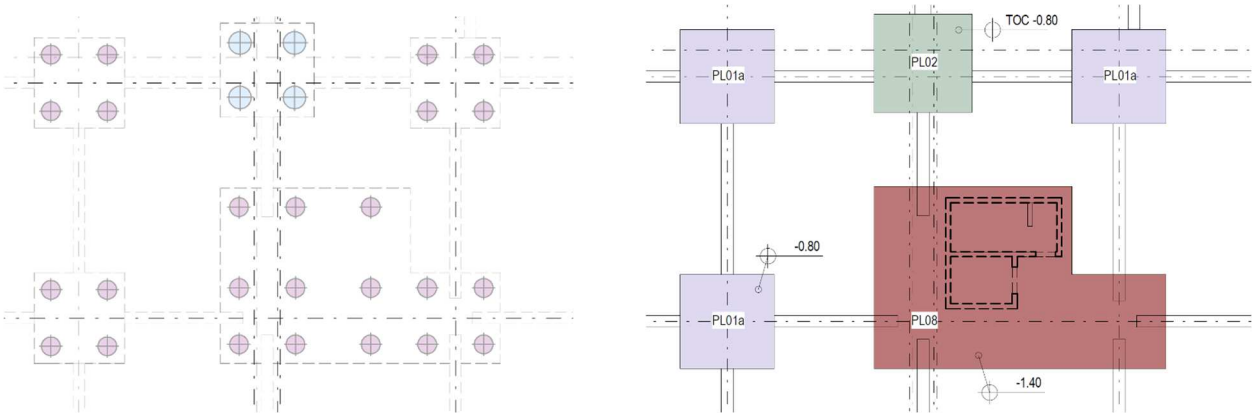
Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

***Nodo**: indice del nodo di verifica.*
***Dir.**: direzione della sezione di verifica.*
***B**: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***H**: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***A. sup.**: area barre armatura superiori. [m²]*
***C. sup.**: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*
***A. inf.**: area barre armatura inferiori. [m²]*
***C. inf.**: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***M**: momento flettente. [kN·m]*
***N**: sforzo normale. [kN]*
***Mu**: momento flettente ultimo. [kN·m]*
***Nu**: sforzo normale ultimo. [kN]*
***c.s.**: coefficiente di sicurezza.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***A. st.**: area staffe su interasse. [m]*
***A. sag.**: area sagomati su interasse. [m]*
***Ved**: taglio agente. [kN]*
***Vrd**: taglio resistente. [kN]*
***Vrdc**: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]*
***Vrsd**: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]*
***Vrcd**: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]*
***cotgθ**: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.*
***Asl**: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m²]*
***σc**: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]*
***σlim**: tensione limite. [kN/m²]*
***Es**/**Ec**: coefficiente di omogenizzazione.*
***σf**: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]*

3.3.3. PL08

La platea PL08, di spessore 120 cm, poggia su 13 pali D100 cm e ingloba al suo interno anche due plinti del soppalco data la vicinanza tra le fondazioni a formare un'unica grande platea su pali.



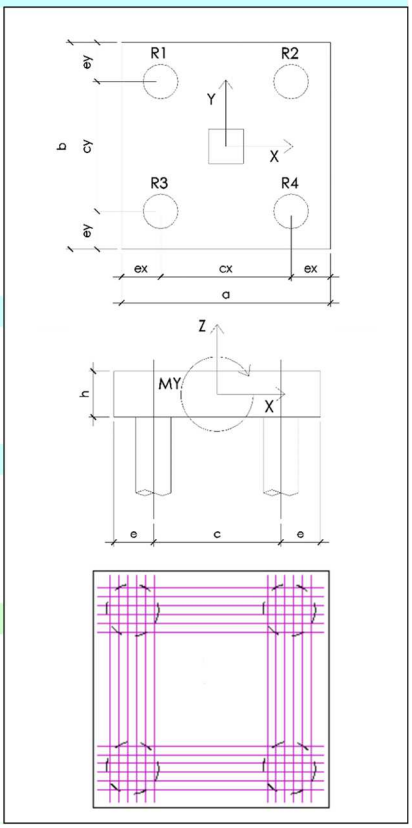
L'armatura e la verifica stessa dell'elemento composto è prevista ipotizzando al di sotto dei pilastri del soppalco un comportamento come plinto di fondazione su 4 pali con armatura tipica del plinto comprensiva di tiranti inferiori tra i pali, mentre la restante porzione della platea con armatura diffusa in barre $\emptyset 20/20x20$ cm sia superiormente che inferiormente.

Si riportano dapprima le verifiche dei due plinti (denominati PL08a e PL08b) del soppalco di spessore 120 cm considerati come indipendenti dalla platea e verificati per la reazione massima derivante dal palo diametro 100 cm.

DIMENSIONAMENTO ARMATURA PLINTO SU 4 PALI (CON PILASTRO CENTRATO)

ELEMENT : PLINTO TIPO PL08a

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	
Materiali			
Calcestruzzo			
Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*
Acciaio			
tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*
Geometria			
Lato esterno plinto	a =	**5.0**	m
Lato esterno plinto	b =	**5.0**	m
Altezza plinto	h =	**1.2**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.X)	ex =	**1.0**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.Y)	ey =	**1.0**	m
Interasse pali (dir.X)	cx =	3	m
Interasse pali (dir.Y)	cy =	3	m
Valore copriferro	c =	**5.0**	cm
Volume plinto	V =	30	m3
Sollecitazioni			
Sforzo Normale (+compressione -trazione)	N =	**2566**	*kN*
Momento flettente	Mx =	**10075**	*kNm*
Momento flettente	My =	**0**	*kNm*
Verifica			
Reazione massima	R_{max} =	1700.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse X (su singolo tirante)	Fx =	2125.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse Y (su singolo tirante)	Fy =	2125.0	*kN*
Predimensionamento tiranti			
Considera contributo barre gabbia di base		**SI**	
diametro barre gabbia di base	Ø =	**20**	mm
numero barre considerate per tirante	n =	**5**	
Armatura minima tiranti lungo asse X	Amin,x =	3861	mm^2
Armatura minima tiranti lungo asse Y	Amin,y =	3861	mm^2



Verifica dei tiranti

Tirante asse X

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**8**		
Diametro barre	Ø =	**28**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	6498	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	2125	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	2543	*kN*	
ratio di verifica		**0.84**		**OK**

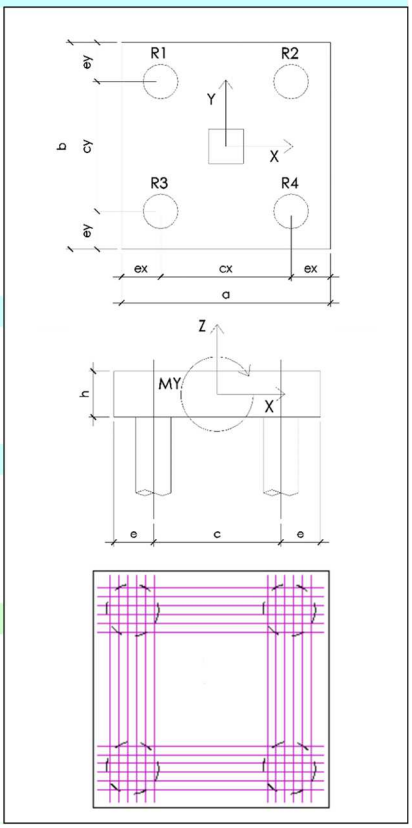
Tirante asse Y

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**8**		
Diametro barre	Ø =	**28**	mm	
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5		
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm	
Area complessiva barre	A_s =	6498	mm^2	
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*	
Trazione agente sul tirante	F_x =	2125	*kN*	
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	2543	*kN*	
ratio di verifica		**0.84**		**OK**

DIMENSIONAMENTO ARMATURA PLINTO SU 4 PALI (CON PILASTRO CENTRATO)

ELEMENT : PLINTO TIPO PL08b

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	
Materiali			
Calcestruzzo			
Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*
Acciaio			
tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*
Geometria			
Lato esterno plinto	a =	**4.8**	m
Lato esterno plinto	b =	**4.8**	m
Altezza plinto	h =	**1.2**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.X)	ex =	**1.0**	m
Distanza bordo-asse palo (dir.Y)	ey =	**1.0**	m
Interasse pali (dir.X)	cx =	2.8	m
Interasse pali (dir.Y)	cy =	2.8	m
Valore copriferro	c =	**5.0**	cm
Volume plinto	V =	27.648	m3
Sollecitazioni			
Sforzo Normale (+compressione -trazione)	N =	**2566**	*kN*
Momento flettente	Mx =	**10075**	*kNm*
Momento flettente	My =	**0**	*kNm*
Verifica			
Reazione massima	R_{max} =	1700.0	*kN*
Forza tiranti lungo asse X (su singolo tirante)	Fx =	1983.3	*kN*
Forza tiranti lungo asse Y (su singolo tirante)	Fy =	1983.3	*kN*
Predimensionamento tiranti			
Considera contributo barre gabbia di base		**SI**	
diametro barre gabbia di base	Ø =	**20**	mm
numero barre considerate per tirante	n =	**5**	
Armatura minima tiranti lungo asse X	Amin,x =	3499	mm^2
Armatura minima tiranti lungo asse Y	Amin,y =	3499	mm^2



Verifica dei tiranti

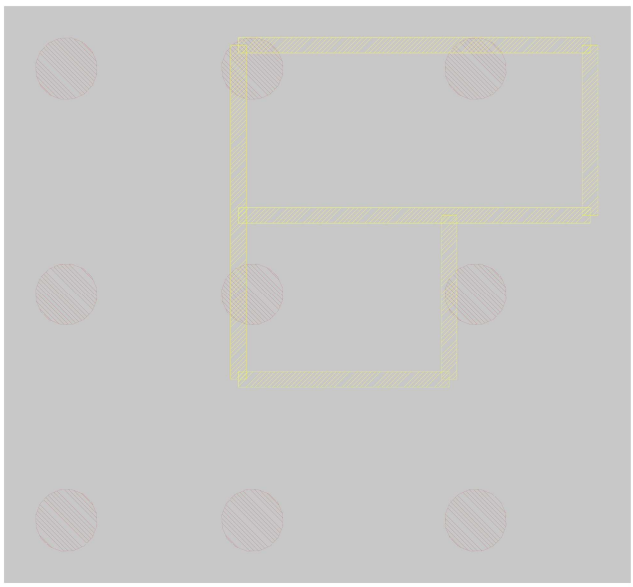
Tirante asse X

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**8**	
Diametro barre	Ø =	**26**	mm
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5	
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm
Area complessiva barre	A_s =	5818	mm^2
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*
Trazione agente sul tirante	F_x =	1983	*kN*
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	2277	*kN*
ratio di verifica		**0.87**	**OK**

Tirante asse Y

Numero di barre (su singolo tirante)	n =	**8**	
Diametro barre	Ø =	**26**	mm
Numero di barre di gabbia considerate	n =	5	
Diametro barre di gabbia	Ø =	20	mm
Area complessiva barre	A_s =	5818	mm^2
Tensione di progetto a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*
Trazione agente sul tirante	F_x =	1983	*kN*
Resistenza a trazione del tirante	T_{Rd} =	2277	*kN*
ratio di verifica		**0.87**	**OK**

Le verifiche riportate di seguito riportano i soli carichi gravanti sulle platea per effetto delle pareti del vano scale.



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (0; 0; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
528	Y	0.5	1.2	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLV 3	307.236	0	317.848	0	1.0345	Si
252	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLV 9	606.6598	0	646.7174	0	1.066	Si
269	Y	1	1.2	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLV 15	-600.1687	0	-660.4539	0	1.1004	Si
248	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLV 6	587.6363	0	646.7174	0	1.1005	Si
291	Y	1	1.2	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLV 15	-599.4397	0	-660.4539	0	1.1018	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
252	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLD 9	399.7388	0	646.7174	0	1.6178	Si
251	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLD 9	383.2346	0	646.7174	0	1.6875	Si
254	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLD 10	379.9796	0	646.7174	0	1.702	Si
250	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLD 10	370.183	0	646.7174	0	1.747	Si
528	Y	0.5	1.2	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLD 3	180.832	0	317.848	0	1.7577	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
248	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLV 6	380.79	0	381.91	381.91	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.0029	Si
298	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLV 6	-378.11	0	381.91	381.91	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.0101	Si
335	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLV 3	376.85	0	381.91	381.91	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.0134	Si
270	Y	1	1.2	0.001571	0.065	0.001571	0.065	0	0	SLV 9	-380.32	0	387.22	387.22	0	3313.42	2.5	0.0015708	1.0182	Si
464	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLV 11	-367.07	0	381.91	381.91	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.0404	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
464	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLD 11	-306.32	0	477.79	477.79	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.5598	Si
335	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLD 3	302.25	0	477.79	477.79	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.5808	Si
298	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLD 6	-287.49	0	477.79	477.79	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.6619	Si
342	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLD 7	273.61	0	477.79	477.79	0	3255.03	2.5	0.0015708	1.7463	Si
270	Y	1	1.2	0.001571	0.065	0.001571	0.065	0	0	SLD 9	-273.79	0	482.22	482.22	0	3313.42	2.5	0.0015708	1.7613	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
132	Y	1	1.2	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLE QP 2	-141.2167	0	-538	14940	15	Si
252	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE QP 2	137.7904	0	-528	14940	15	Si
251	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE QP 2	134.6551	0	-516	14940	15	Si
250	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE QP 2	133.2276	0	-511	14940	15	Si
378	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE QP 2	131.8495	0	-505	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
132	Y	1	1.2	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLE RA 3	-143.1473	0	7294	360000	15	Si
536	Y	0.5	1.2	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLE RA 3	-67.6225	0	6892	360000	15	Si
252	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE RA 3	138.9282	0	6858	360000	15	Si
251	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE RA 3	135.6624	0	6697	360000	15	Si
378	X	1	1.2	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE RA 3	134.5592	0	6642	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

Significato dei simboli utilizzati:

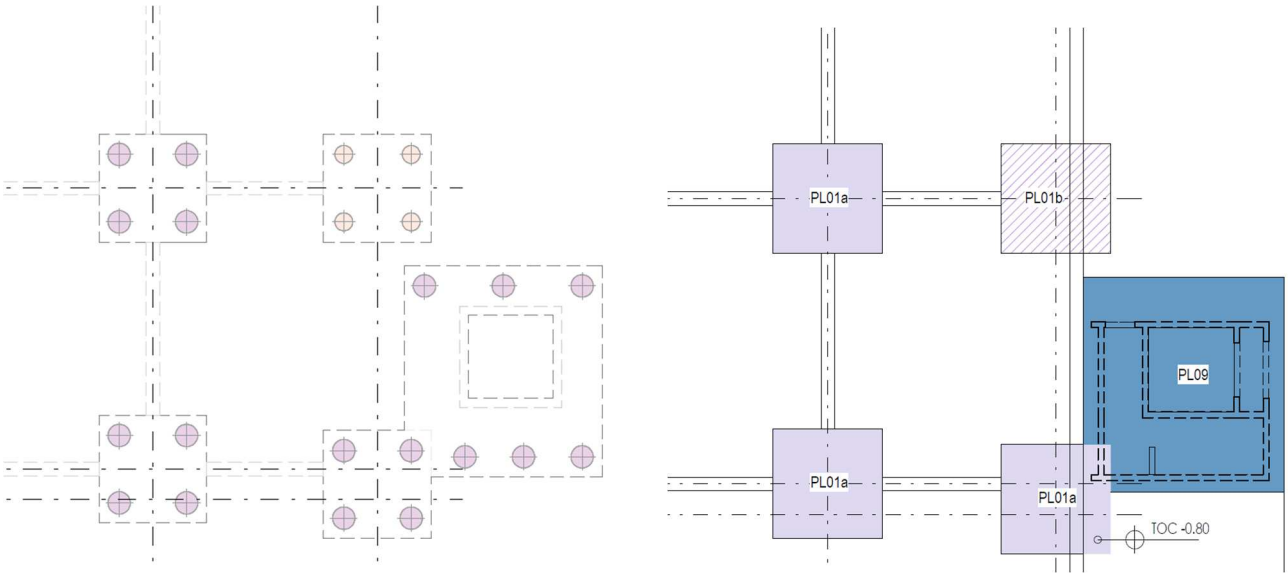
Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

***Nodo**: indice del nodo di verifica.*
***Dir.**: direzione della sezione di verifica.*
***B**: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***H**: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***A. sup.**: area barre armatura superiori. [m²]*
***C. sup.**: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*
***A. inf.**: area barre armatura inferiori. [m²]*
***C. inf.**: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***M**: momento flettente. [kN·m]*

***N**: sforzo normale. [kN]*
***Mu**: momento flettente ultimo. [kN·m]*
***Nu**: sforzo normale ultimo. [kN]*
***c.s.**: coefficiente di sicurezza.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***A. st.**: area staffe su interasse. [m]*
***A. sag.**: area sagomati su interasse. [m]*
***Ved**: taglio agente. [kN]*
***Vrd**: taglio resistente. [kN]*
***Vrdc**: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]*
***Vrsd**: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]*
***Vrcd**: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]*
***cotgθ**: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.*
***Asl**: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m²]*
***σc**: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]*
***σlim**: tensione limite. [kN/m²]*
***Es**/**Ec**: coefficiente di omogenizzazione.*
***σf**: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]*

3.3.4. PL09

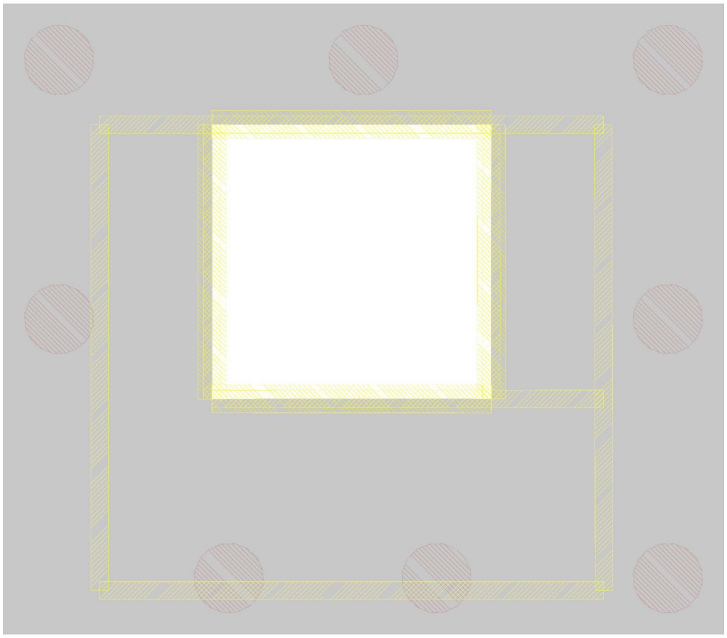
La platea PL09, di spessore 80 cm, poggia su 6 pali D100 cm ed è collegata al plinto adiacente vista la vicinanza tra i due corpi.



L'armatura è composta da barre $\emptyset 20/20x20$ cm sia superiormente che inferiormente, con un infittimento di ulteriori barre $\emptyset 20/20x20$ cm sul solo lato inferiore come da elaborati grafici. Al centro della platea è previsto un abbassamento per garantire il fondo fossa necessario al montacarichi.

Le verifiche riportate di seguito trascurano a favore di sicurezza il contributo del plinto adiacente e considerano la platea come poggiante solo sui 6 pali.

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (4.319; 4.556; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
531	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLV 11	394.1468	0	420.7094	0	1.0674	Si
271	Y	0.813	0.8	0.001276	0.065	0.001276	0.065	SLV 13	291.4394	0	315.5551	0	1.0827	Si
252	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLV 13	182.1726	0	201.3543	0	1.1053	Si
604	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLV 16	168.0641	0	201.3543	0	1.1981	Si
293	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLV 13	347.9632	0	420.7094	0	1.2091	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
271	Y	0.813	0.8	0.001276	0.065	0.001276	0.065	SLD 13	205.4936	0	315.5551	0	1.5356	Si
252	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLD 13	128.4638	0	201.3543	0	1.5674	Si
531	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLD 11	251.6405	0	420.7094	0	1.6719	Si
293	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLD 13	244.8964	0	420.7094	0	1.7179	Si
313	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLD 14	227.4418	0	420.7094	0	1.8497	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
547	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	0	0	SLV 11	137.99	0	139.11	139.11	0	1072.85	2.5	0.0007854	1.0081	Si
293	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLV 9	269.37	0	272.59	272.59	0	2087.31	2.5	0.0015708	1.0119	Si
319	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLV 10	267.6	0	272.59	272.59	0	2087.31	2.5	0.0015708	1.0186	Si
575	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	0	0	SLV 11	271.72	0	278.22	278.22	0	2145.69	2.5	0.0015708	1.0239	Si
494	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	0	0	SLV 16	-261.8	0	278.22	278.22	0	2145.69	2.5	0.0015708	1.0627	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
269	Y	0.813	0.8	0.001276	0.065	0.001276	0.065	0	0	SLD 10	155.47	0	314.31	314.31	0	1743.38	2.5	0.0012763	2.0216	Si
291	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	0	0	SLD 10	191.17	0	386.84	386.84	0	2145.69	2.5	0.0015708	2.0236	Si
319	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.001571	0.085	0	0	SLD 10	188.42	0	381.6	381.6	0	2087.31	2.5	0.0015708	2.0252	Si
495	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	0	0	SLD 1	187.38	0	386.84	386.84	0	2145.69	2.5	0.0015708	2.0645	Si
240	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	0	0	SLD 5	-93.69	0	193.42	193.42	0	1072.85	2.5	0.0007854	2.0646	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
252	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLE QP 2	66.6404	0	-1112	14940	15	Si
535	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.003142	0.085	SLE QP 2	132.9675	0	-1095	14940	15	Si
271	Y	0.813	0.8	0.001276	0.065	0.001276	0.065	SLE QP 2	106.5654	0	-1094	14940	15	Si
527	X	0.955	0.8	0.0015	0.085	0.002999	0.085	SLE QP 2	124.548	0	-1074	14940	15	Si
293	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLE QP 2	126.2279	0	-1053	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
252	Y	0.5	0.8	0.000785	0.065	0.000785	0.065	SLE RA 3	68.1949	0	14292	360000	15	Si
271	Y	0.813	0.8	0.001276	0.065	0.001276	0.065	SLE RA 3	109.0643	0	14066	360000	15	Si
293	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLE RA 3	129.1413	0	13532	360000	15	Si
535	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.003142	0.085	SLE RA 3	134.5767	0	12469	360000	15	Si
313	Y	1	0.8	0.001571	0.065	0.001571	0.065	SLE RA 3	118.1204	0	12377	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

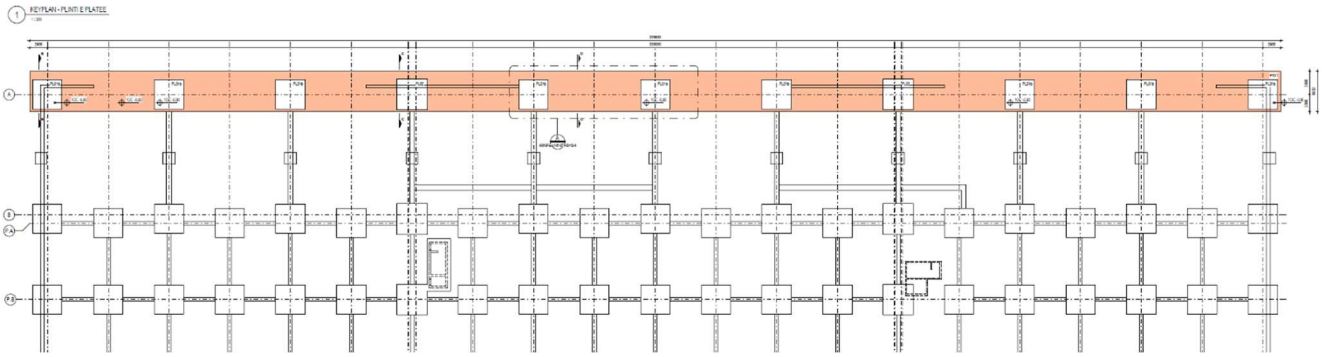
Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

***Nodo**: indice del nodo di verifica.*
***Dir.**: direzione della sezione di verifica.*
***B**: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***H**: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***A. sup.**: area barre armatura superiori. [m²]*
***C. sup.**: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*
***A. inf.**: area barre armatura inferiori. [m²]*
***C. inf.**: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***M**: momento flettente. [kN·m]*
***N**: sforzo normale. [kN]*
***Mu**: momento flettente ultimo. [kN·m]*
***Nu**: sforzo normale ultimo. [kN]*
***c.s.**: coefficiente di sicurezza.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***A. st.**: area staffe su interasse. [m]*
***A. sag.**: area sagomati su interasse. [m]*
***Ved**: taglio agente. [kN]*
***Vrd**: taglio resistente. [kN]*
***Vrdc**: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]*
***Vrsd**: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]*
***Vrcd**: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]*
***cotgθ**: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.*
***Asl**: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m²]*
***σc**: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]*
***σlim**: tensione limite. [kN/m²]*
***Es**/**Ec**: coefficiente di omogenizzazione.*
***σf**: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]*

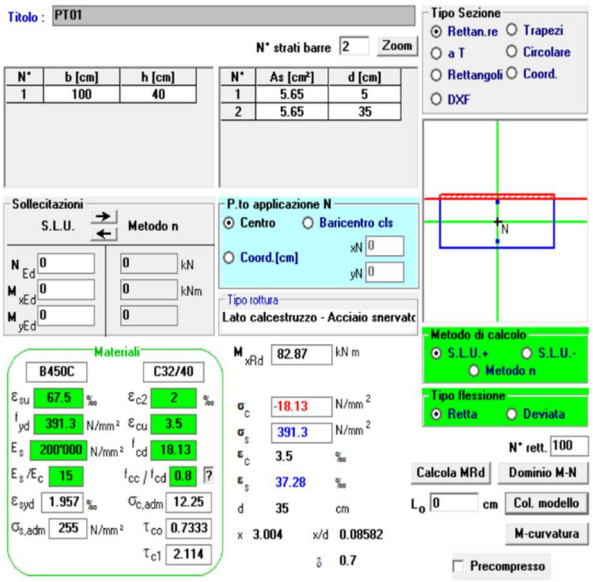
3.3.5. PT01

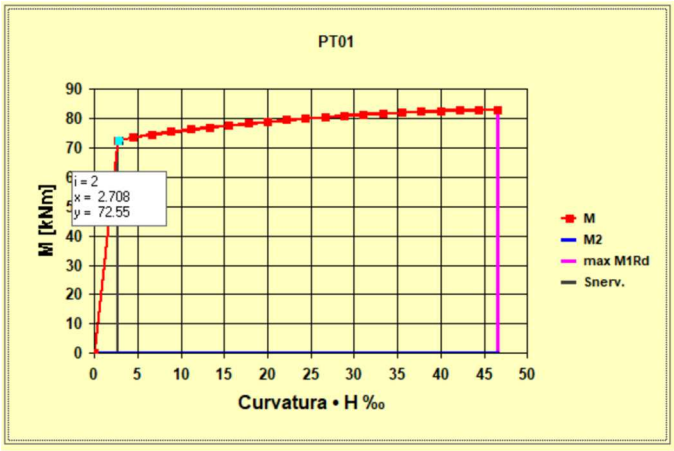
La platea PT01 sostiene i carichi derivanti dal peso della facciata lato Land-Side e dai corpi d'entrata. E' stata realizzata per continuità su tutto il fronte andando intorno ai plinti principali che sostengono la copertura del termina. Per evitare fenomeni fessurativi dovuti ad eventuali piccoli cedimenti differenziali è stata collegata ove possibile ai plinti stessi.



La platea ha spessore 40 cm ed è armata con barre diffuse $\emptyset 12/20x20$ cm sia superiormente che inferiormente.

Si determina il valore del momento resistente mediante il software VCASlu.

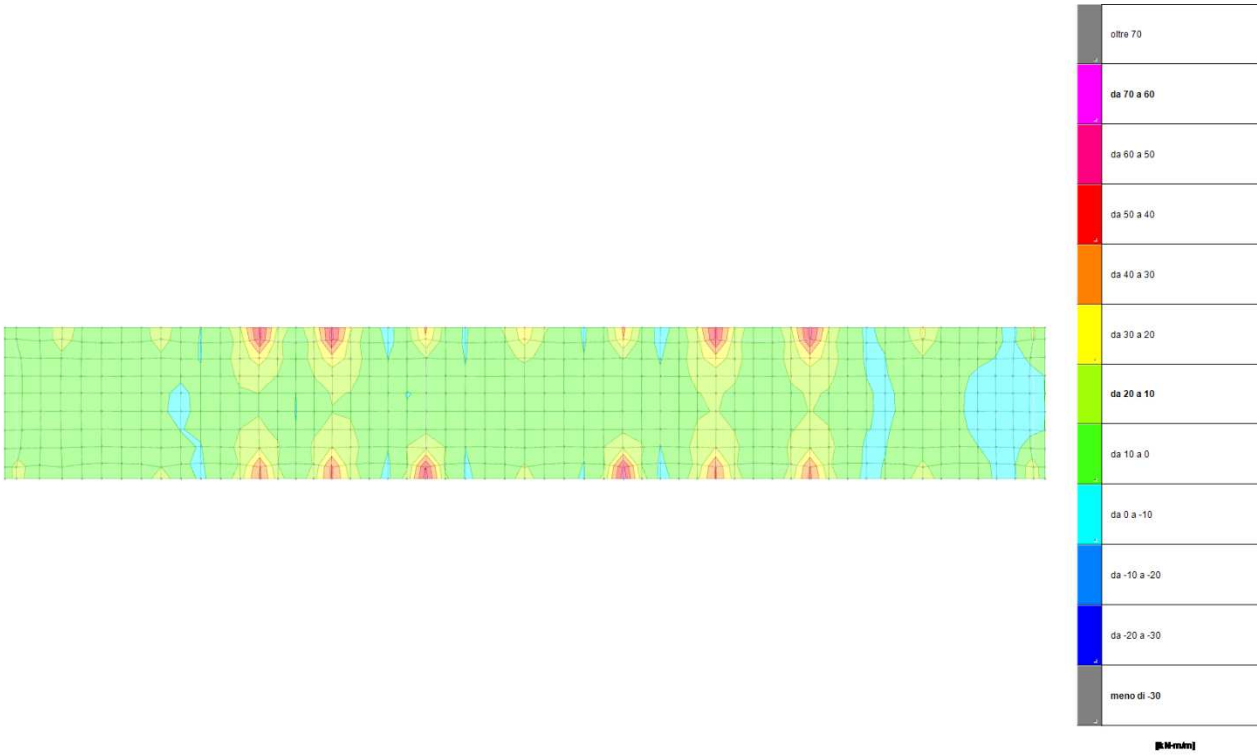




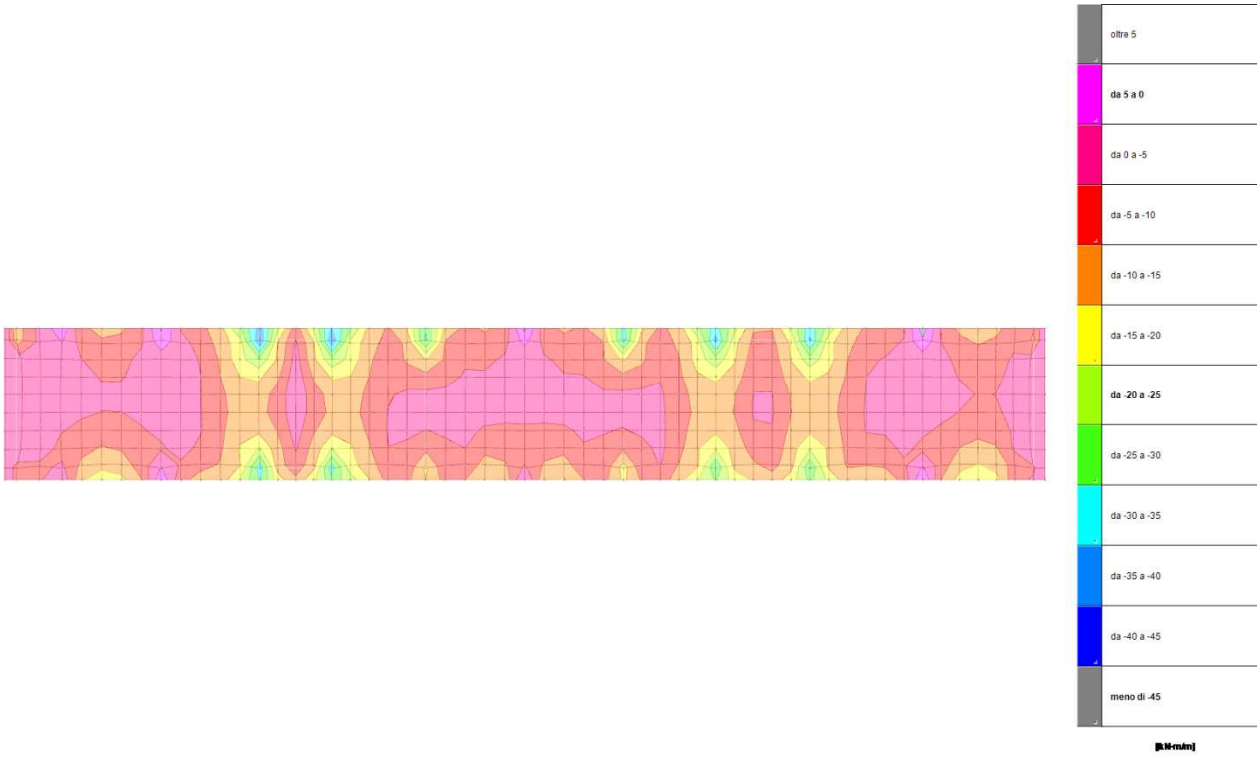
Il momento resistente in campo sostanzialmente elastico è pari a:

$$M_{Rd} = 72{,}55\ kN\ m$$

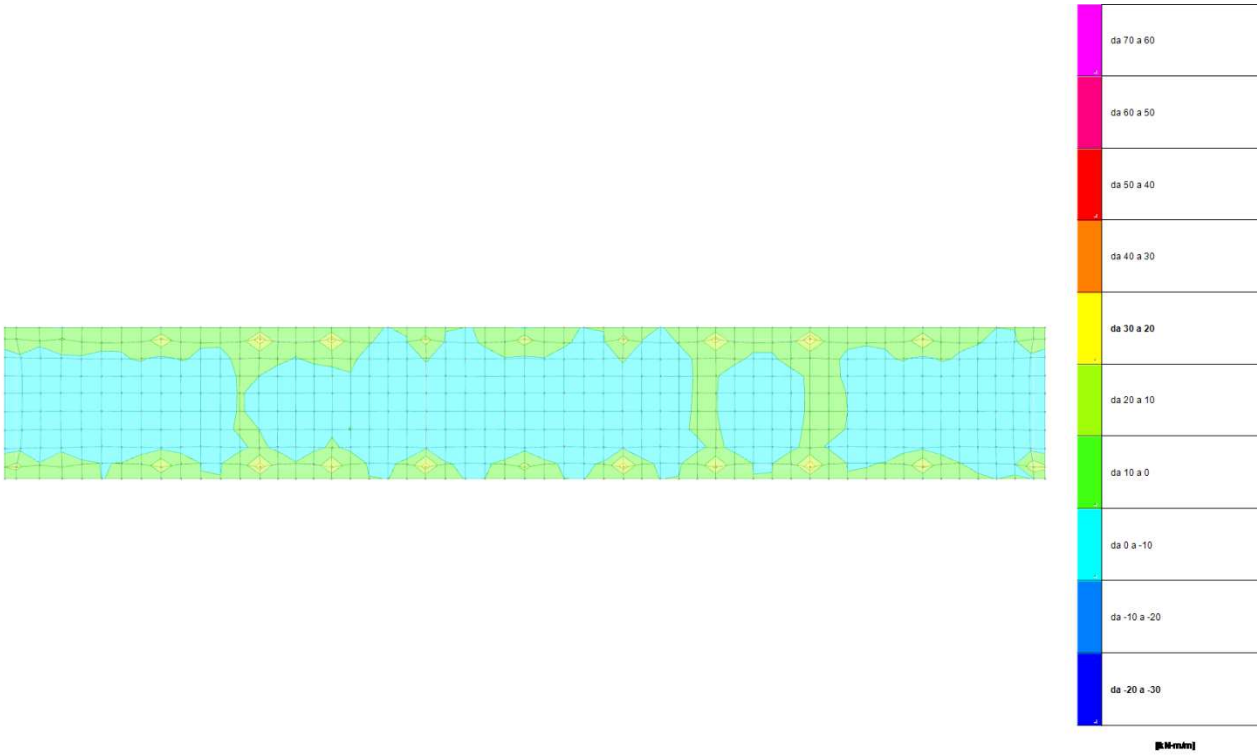
Si riportano di seguito i grafici con una porzione di platea in corrispondenza di un corpo d'entrata per rappresentare i valori di momenti massimi nelle due direzioni principali.



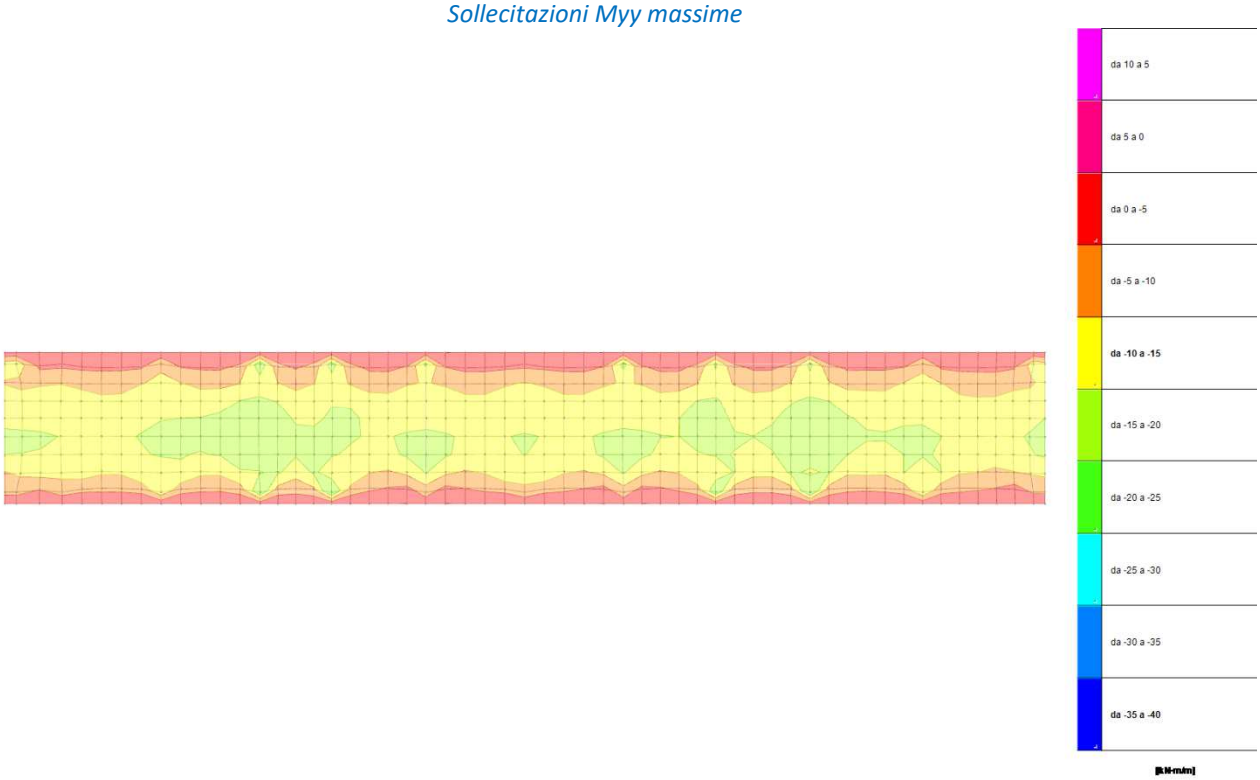
Sollecitazioni Mxx massime



Sollecitazioni Mxx minime



Sollecitazioni Myy massime

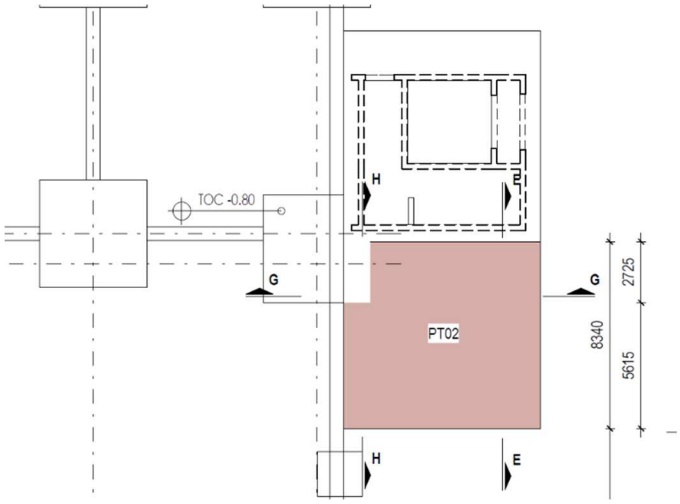


Sollecitazioni Myy minime

Come si vede dalle immagini, tutti i valori di sollecitazione risultano inferiori al valore resistente.

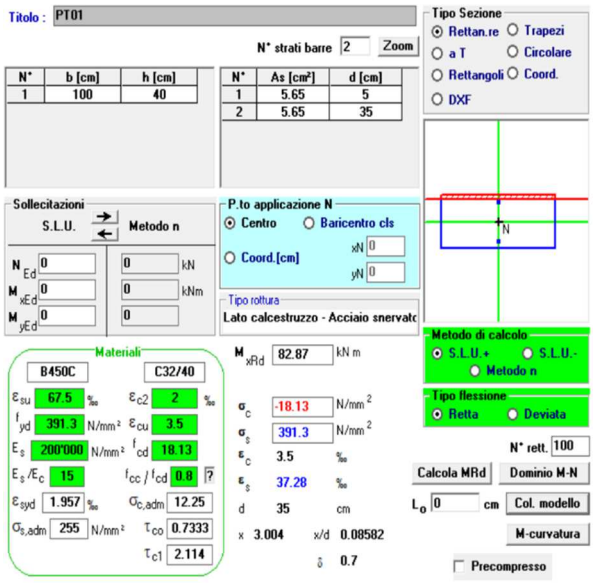
3.3.6. PT02

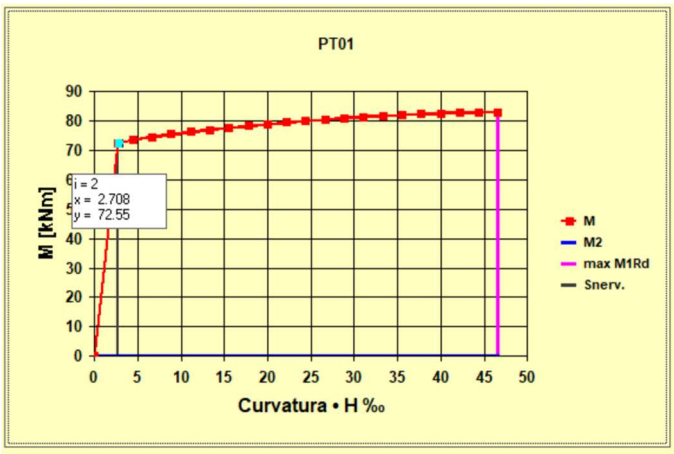
La platea PT02 sostiene i carichi derivanti dall'edificio sala fumatori.



La platea ha spessore 40 cm ed è armata con barre diffuse $\emptyset 12/20x20$ cm sia superiormente che inferiormente.

Si determina il valore del momento resistente mediante il software VCASlu.

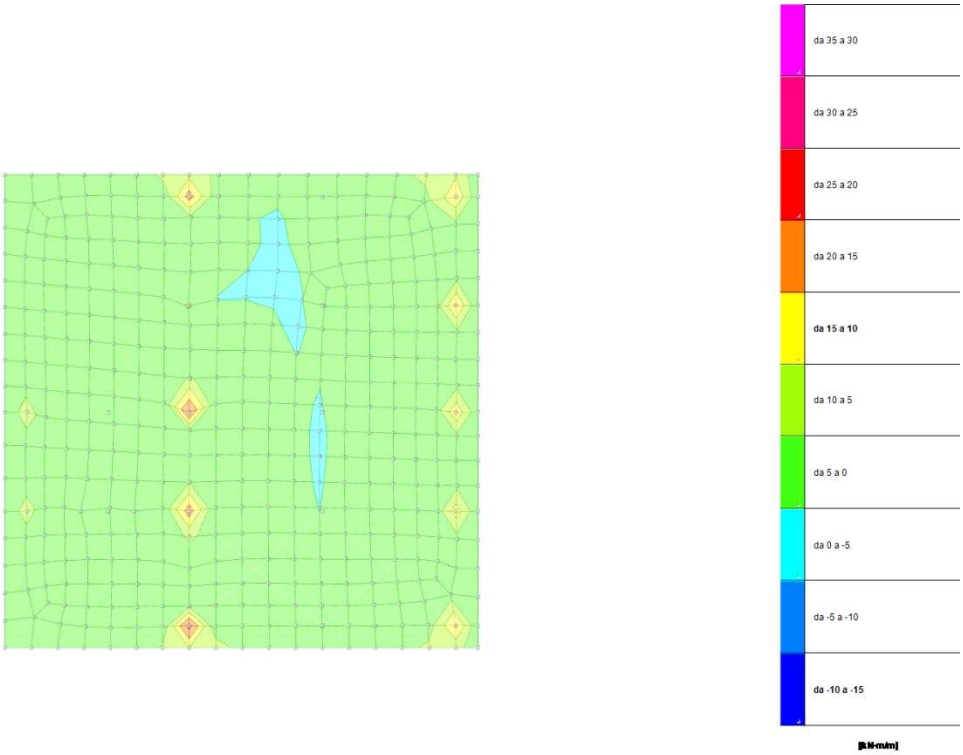




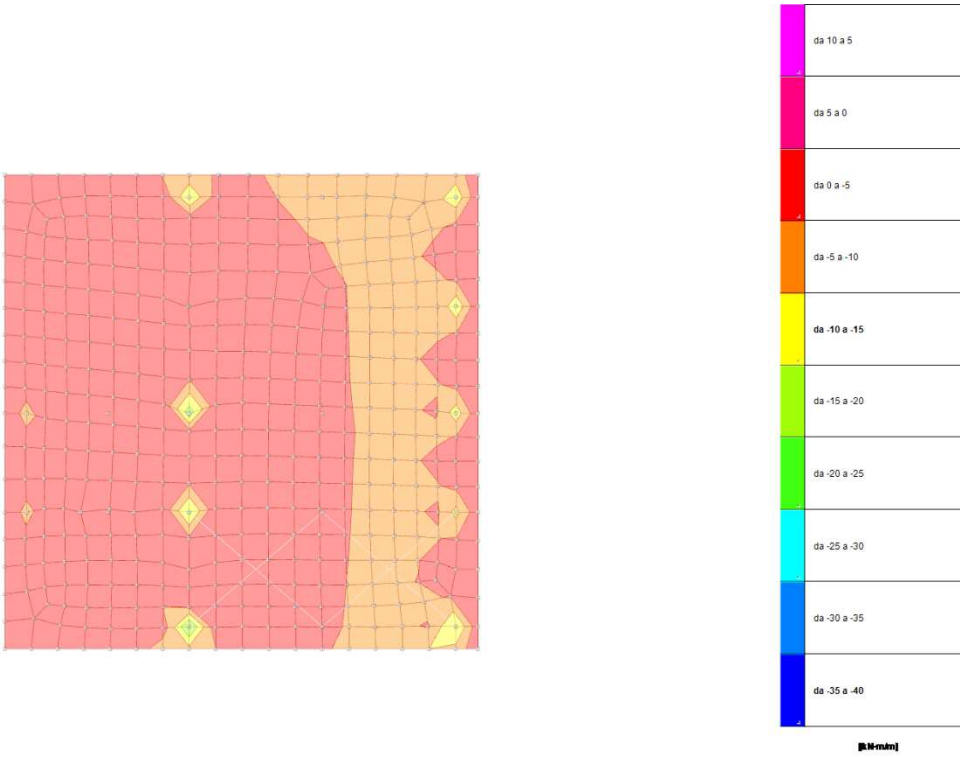
Il momento resistente in campo sostanzialmente elastico è pari a:

$$M_{Rd} = 72{,}55\ kN\ m$$

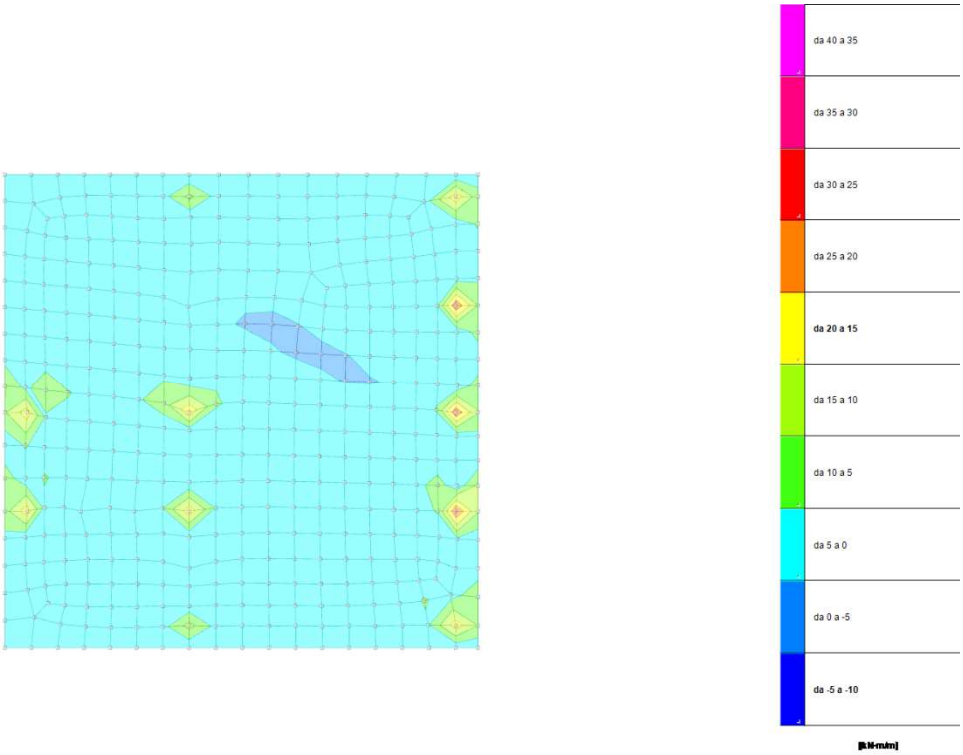
Si riportano di seguito i grafici con una porzione di platea in corrispondenza di un corpo d'entrata per rappresentare i valori di momenti massimi nelle due direzioni principali.



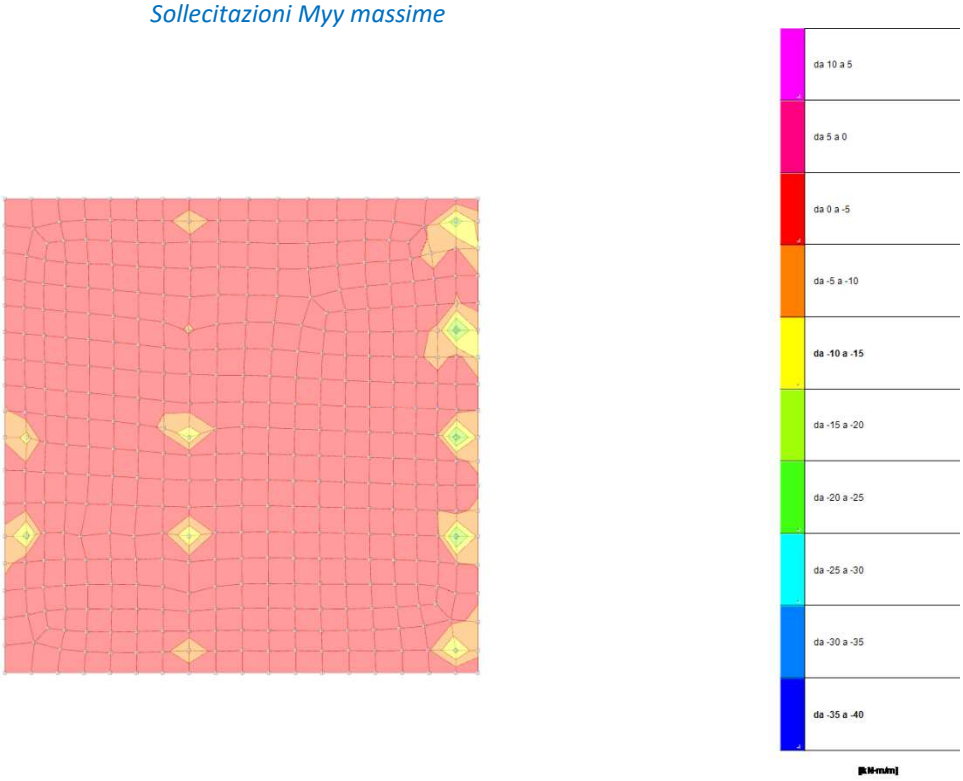
Sollecitazioni Mxx massime



Sollecitazioni Mxx minime



Sollecitazioni Myy massime



Sollecitazioni Myy minime

Come si vede dalle immagini, tutti i valori di sollecitazione risultano inferiori al valore resistente.

3.4. Travi di collegamento

La verifica delle travi di coordinamento è condotta seguendo le prescrizioni riportate al 7.2.5 delle NTC'18. Vengono effettuate verifiche a trazione/compressione e verifiche di snellezza per scongiurare effetti di instabilità sulla trave di progetto.

Per le successive verifiche si assume un carico assiale medio agente pari a $N_{Sd} = 3500\ kN$ e due diverse tipologie di travi di collegamento a seconda della luce tra i rispettivi plinti:

- Tipologia A (luce fino a 10 metri): Sezione rettangolare 60x60 cm armata con $4 + 4\ \emptyset 20$;
- Tipologia B (luce fino a 20 metri): Sezione rettangolare 80x80 cm armata con $5 + 5\ \emptyset 20$.

Una ulteriore tipologia è rappresentata dalle travi di collegamento perimetrali che assolvono anche alla funzione di sostegno dei carichi della baraccatura esterna di chiusura:

- Tipologia C: Sezione rettangolare 60x80 cm armata con $4 + 4\ \emptyset 20$

Nel seguito vengono riportati i tabulati di verifica rispettivamente per le tipologie sopra descritte.

3.4.1. *Travi di collegamento tipo A (60x60 cm)*

Dati		
Accelerazione massima locale (su suolo in piano di tipo A)	a_g	0,454*g
Fattore di amplificazione spettrale massima	Fo	2,507
Categoria suolo		C
coef. di amplificazione stratigrafica	Ss	1,018
Coef. di amplificazione topografica	ST	1,000
categoria di sottosuolo e topografico S = Ss S_T	S	1,018
Base della sezione della trave di collegamento	b	60,0cm
Altezza della sezione della trave di collegamento	h	60,0cm
Diametro dell'armatura longitudinale nella trave	fi	20,0mm
Numero di barre di armatura longitudinale	n	8
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	3600,00cm²
Area totale armatura nella sezione della trave	A_{stot}	25,13cm²
Classe di resistenza del calcestruzzo	Rck	40,00MPa
Tensione di progetto a compressione del cls	f_{cd}	18,81MPa
Tensione di progetto a compressione dell'acciaio	f_{yd}	391,30MPa
Valore medio forze verticali negli elementi sui plinti collegati	N_{sd}	3500,00kN
Risultati		
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} = a_g S$	**0,462*g**
Forza assiale nella trave di collegamento N_{Ed}	0.4Nsd amax / g	646,32kN
Forza assiale di resistenza a compressione N_{Rc}	$0{,}8A_c f_{cd} + A_{stot} f_{yd}$	6401,67kN
Forza assiale di resistenza a trazione della trave N_{Rt}	$A_{stot} f_{yd}$	983,43kN
Verifiche		
Verifica per trave compressa	$N_{Rc} > N_{Ed}$	6401,67 > 646,32
Verifica per trave tesa	$N_{Rt} > N_{Ed}$	983,43 > 646,32
		VERIFICATO
Controllo snellezza		
lunghezza netta della trave	l	1000,0cm
coefficiente per il calcolo della lunghezza libera di inflessione	β	0,500
coefficiente C per calcolo della snellezza limite (0,7≤ C ≤2,7)	C	0,700
lunghezza libera di inflessione della trave di collegamento	$l_0 = \beta\, l$	500,0cm
raggio di inerzia minimo della sezione della trave	$i = \sqrt{(J_{min}/A_c)}$	17,3cm
snellezza della trave:	$\lambda = l_0 / i$	28,87
snellezza limite $\lambda_{lim} = 15{,}4\ C / \sqrt{(N_{ed}/(A_c f_{cd})}$ (4.1.33)	$\lambda_{lim}=15{,}4\ C / \sqrt{(v)}$	34,90
Gli effetti di instabilità possono essere trascurati se	$\lambda < \lambda_{lim}$	28,87 < 34,9
		VERIFICATO

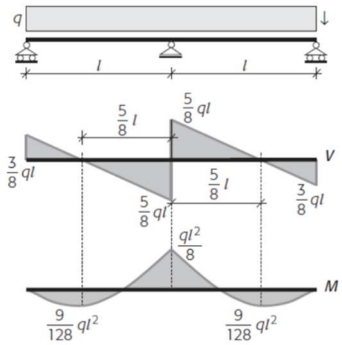
3.4.2. *Travi di collegamento tipo B (80x80 cm)*

Dati		
Accelerazione massima locale (su suolo in piano di tipo A)	a_g	0,454*g
Fattore di amplificazione spettrale massima	Fo	2,507
Categoria suolo		C
coef. di amplificazione stratigrafica	Ss	1,018
Coef. di amplificazione topografica	ST	1,000
categoria di sottosuolo e topografico S = Ss S_T	S	1,018
Base della sezione della trave di collegamento	b	80,0cm
Altezza della sezione della trave di collegamento	h	80,0cm
Diametro dell'armatura longitudinale nella trave	fi	20,0mm
Numero di barre di armatura longitudinale	n	10
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	6400,00cm²
Area totale armatura nella sezione della trave	A_{stot}	31,42cm²
Classe di resistenza del calcestruzzo	Rck	40,00MPa
Tensione di progetto a compressione del cls	f_{cd}	18,81MPa
Tensione di progetto a compressione dell'acciaio	f_{yd}	391,30MPa
Valore medio forze verticali negli elementi sui plinti collegati	N_{sd}	3500,00kN
Risultati		
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} = a_g S$	**0,462*g**
Forza assiale nella trave di collegamento N_{Ed}	0.4Nsd amax / g	646,32kN
Forza assiale di resistenza a compressione N_{Rc}	$0{,}8A_c f_{cd} + A_{stot} f_{yd}$	10861,71kN
Forza assiale di resistenza a trazione della trave N_{Rt}	$A_{stot} f_{yd}$	1229,28kN
Verifiche		
Verifica per trave compressa	$N_{Rc} > N_{Ed}$	10861,71 > 646,32
Verifica per trave tesa	$N_{Rt} > N_{Ed}$	1229,28 > 646,32
		VERIFICATO
Controllo snellezza		
lunghezza netta della trave	l	2000,0cm
coefficiente per il calcolo della lunghezza libera di inflessione	β	0,500
coefficiente C per calcolo della snellezza limite (0,7≤ C ≤2,7)	C	0,700
lunghezza libera di inflessione della trave di collegamento	$l_0 = \beta\, l$	1000,0cm
raggio di inerzia minimo della sezione della trave	$i = \sqrt{(J_{min}/A_c)}$	23,1cm
snellezza della trave:	$\lambda = l_0 / i$	43,30
snellezza limite $\lambda_{lim} = 15{,}4\ C / \sqrt{(N_{ed}/(A_c f_{cd})}$ (4.1.33)	$\lambda_{lim}=15{,}4\ C / \sqrt{(v)}$	46,53
Gli effetti di instabilità possono essere trascurati se	$\lambda < \lambda_{lim}$	43,3 < 46,53
		VERIFICATO

3.4.3. Travi di collegamento tipo C (60x80 cm)

Le travi di collegamento perimetrali assolvono alla doppia funzione di collegamento tra i plinti di fondazione e di sostegno al baraccato, per tale motivo sono stati inseriti anche dei plinti intermedi di appoggio e ripartizione del carico.

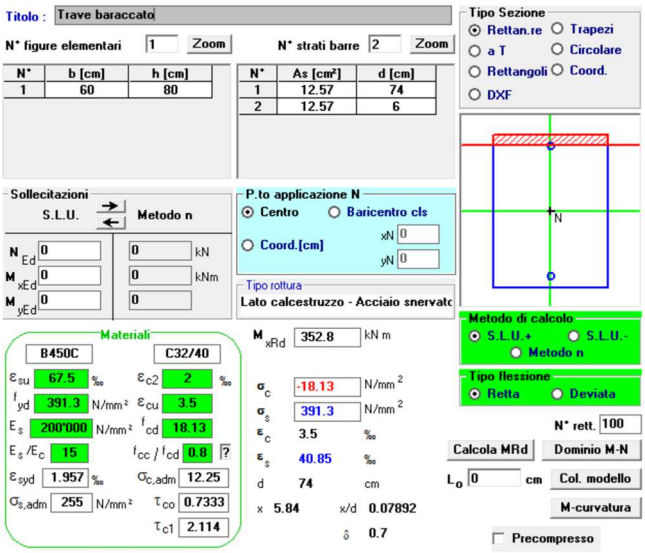
La situazione più gravosa è riscontrabile sulle travi fronte air-side che sostengono una facciata vetrata di circa 5 metri di altezza e presentano una luce tra due plinti successivi di circa 15,50 metri con la presenza di un ulteriore plinto intermedio di ripartizione. La verifica della sezione in cemento armato verrà quindi condotta secondo uno schema di trave su 3 appoggi. Il carico verticale è assunto a favore di sicurezza pari a 100 kg/mq per i 5 metri di altezza della facciata.



Il momento massimo che tende le fibre superiori si trova in corrispondenza dell'appoggio intermedio ed è pari nel caso in esame a:

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} = 173{,}45\ kN\ m$$

La verifica della sezione maggiormente sollecitata è stata condotta mediante il software VCASlu e se ne riporta di seguito l'estratto.



La verifica risulta soddisfatta in quanto $M_{Rd} = 352{,}8\ kNm > M_{Ed} = 173{,}45\ kNm$

3.4.4. Forchette di collegamento ai plinti

Nelle situazioni in cui le travi di collegamento per necessità costruttive sono realizzate superiormente all'estradosso del plinto sarà necessario prevedere delle forchette inghisate nel getto per permettere il passaggio degli sforzi assiali e garantire il collegamento.

La verifica viene effettuata ipotizzando come reagenti a taglio le sole barre d'armatura delle forchette.

La forza da trasmettere è pari alla forza assiale di collegamento che per le forchette sarà una forza tagliante:

$$V_{Ed} = 646{,}32\ kN$$

Si predispongono forchette $\emptyset 12/15$ cm aventi un taglio resistente ciascuna pari a:

$$V_{Rd} = A_s \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \cong 51\ kN$$

Per realizzare il collegamento sarà necessario disporre le forchette per almeno 2,00 metri di lunghezza in modo da generare un taglio resistente pari a:

$$V_{Rd,tot} = 51 * 14 = 714\ kN$$